

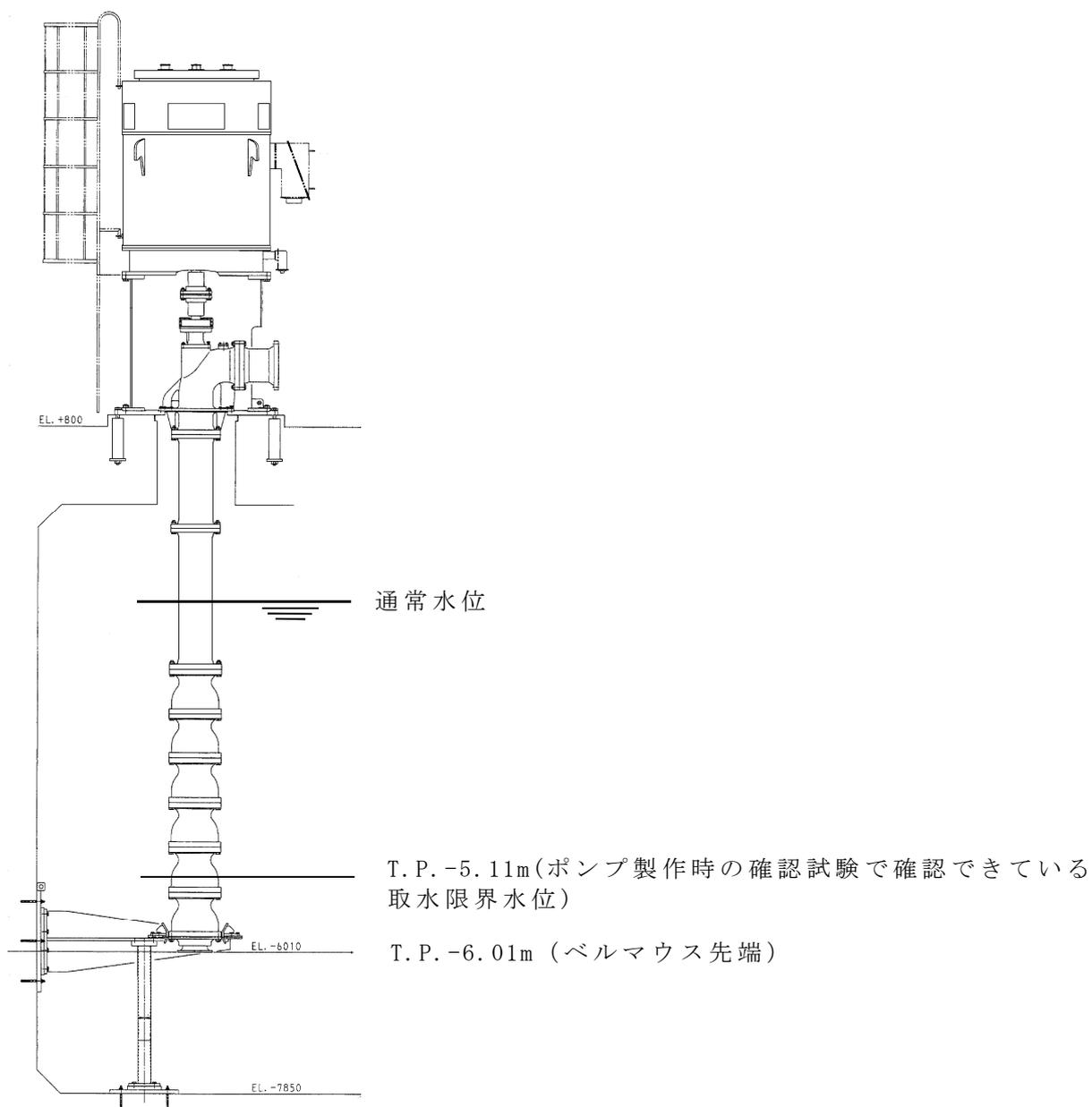
残留熱除去系海水ポンプ水理試験について

1. 試験概要

東海第二発電所の残留熱除去系海水ポンプについては、水位低下時にポンプ吸込口（以下、「ベルマウス」という。）から空気を吸い込み、ポンプが機能喪失に至らないよう、十分な水没深さを確保する設計としている。このため、ポンプ製作時の性能確認の際に、吸込み水位を低下させた確認試験を実施し、残留熱除去系海水ポンプの取水可能水位をT.P. -5.11mと設定していた。

その後、新規制基準施行により、基準津波時による水位の低下に対する機能保持が要求されたことから、海水ポンプの取水限界水位の確認のため、残留熱除去系海水ポンプの実機（予備品）を用いて、ポンプ製作時の確認試験時の水位（T.P. -5.11m）より更に吸込み水位を低下させる水理実験を実施し、残留熱除去系海水ポンプの取水限界水位の確認を行った。

なお、東海発電所の非常用系海水ポンプでは、残留熱除去系海水ポンプのほかに、型式及び設置環境等が類似の非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプが設置されているが、いずれも残留熱除去系海水ポンプより吸込口が低く、本試験の結果をもって基準津波による水位低下に対する機能維持が確認可能であることから、非常用海水ポンプの代表として、残留熱除去系海水ポンプにて試験を実施した。

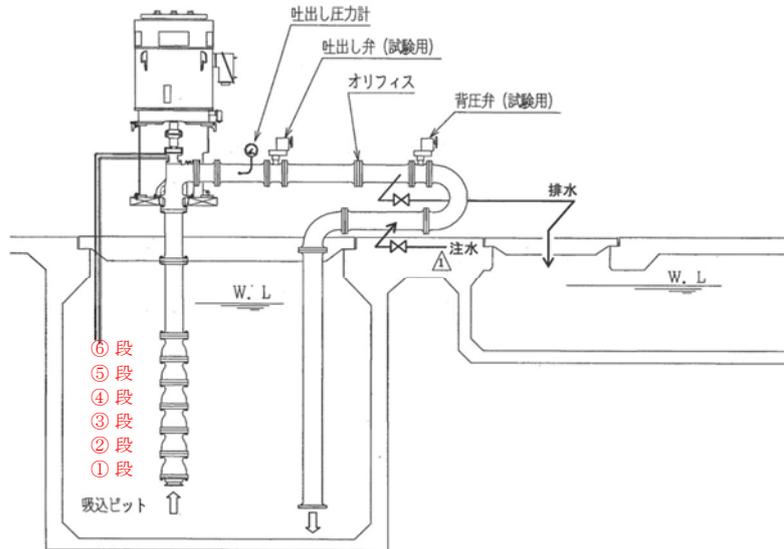


第1図 従来設計における海水ポンプ取水限界水位

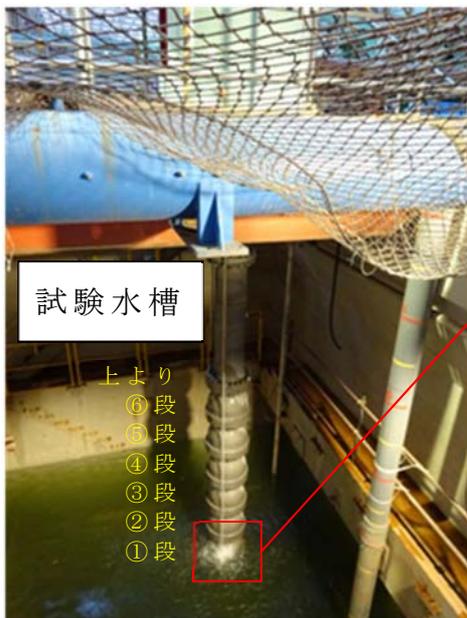
2. 水理試験方法

- (1) 残留熱除去系海水ポンプを第1図に示すような構成にて試験水槽に設置し、水槽内への水道水の注入又は排出を行い、所定の所定の水位 (T.P. -5.11m) に設定する。なお、ポンプと試験水槽床面との相対位置は、東海第二発電所の水槽の状態を模擬している。

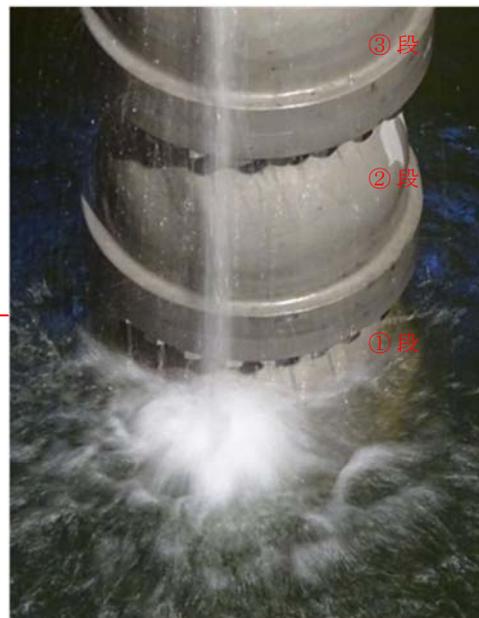
(2) 残留熱除去系海水ポンプを起動させ、仕様点相当のポンプ運転点を維持したまま、水位を徐々に低下させる（第2図～第4図）。



第2図 試験装置概略図



第3図 ポンプ試験時配置



第4図 水位低下時

3. 判定基準

吐出し量 $885.7\text{m}^3/\text{h}$ 以上を維持できる運転範囲で，全揚程の低下及びポンプ性能曲線からのずれが発生しはじめる水位を取水可能水位とする。

4. 試験結果

試験の結果，T. P. -5.66mまで水位を下げた際，全揚程の低下及びポンプ性能曲線からのずれが認められた。ただし，キャビテーションは発生していない。

したがって，東海第二発電所の残留熱除去系海水ポンプの取水限界水位はT. P. -5.66mである。

貯留堰の設置位置及び天端高さの決定の考え方について

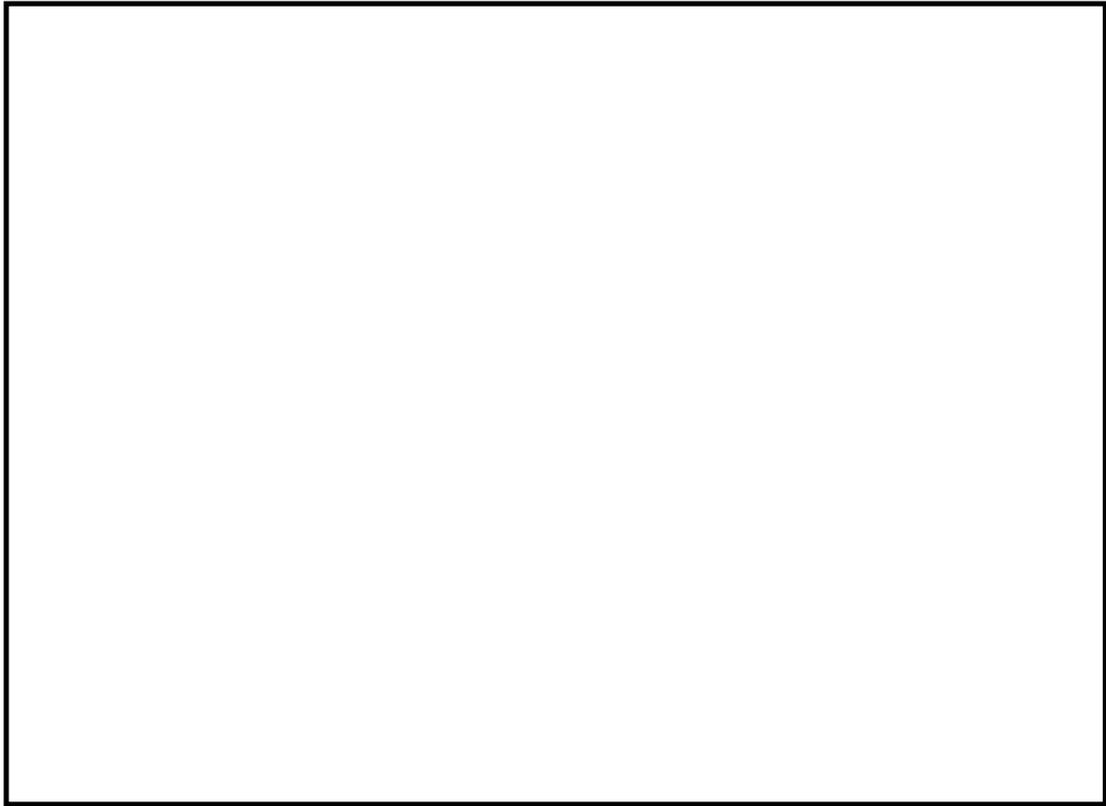
引き波による取水ピットの水位低下に対して、非常用海水ポンプの機能保持を目的として、取水口前面の海中に貯留堰を設置することとしている。貯留堰については、引き波により取水ピット水位が低下した場合においても、非常用海水ポンプの運転に必要な取水量が確保できること、貯留堰設置後においても通常運転時の安定取水（損失水頭、流況等）に影響のないことを条件として、貯留堰の設置位置及び貯留堰の天端高さを設定している。

本資料では、上記条件に基づいた貯留堰の設置位置及び天端高さの決定の考え方を示すとともに、通常運転時の海水ポンプの取水性の確認結果を示す。

1. 取水施設（取水口から取水ピット）の構造

東海第二発電所の非常用海水ポンプの取水口は、敷地東側の北防波堤及び南防波堤の内側に位置している。取水口からの海水は、取水路を經由して、非常用海水ポンプが設置されている取水ピットまで導かれる。取水口の呑口下端高さは、T.P. -6.04m、取水口から取水ピットまでの距離は約 27m である。第 1 図に取水施設の平面図、第 2 図に取水施設の断面図を示す。

なお、取水施設は、非常用海水ポンプと常用海水ポンプで共用している。



第1図 取水施設の平面図



第2図 取水施設の断面図

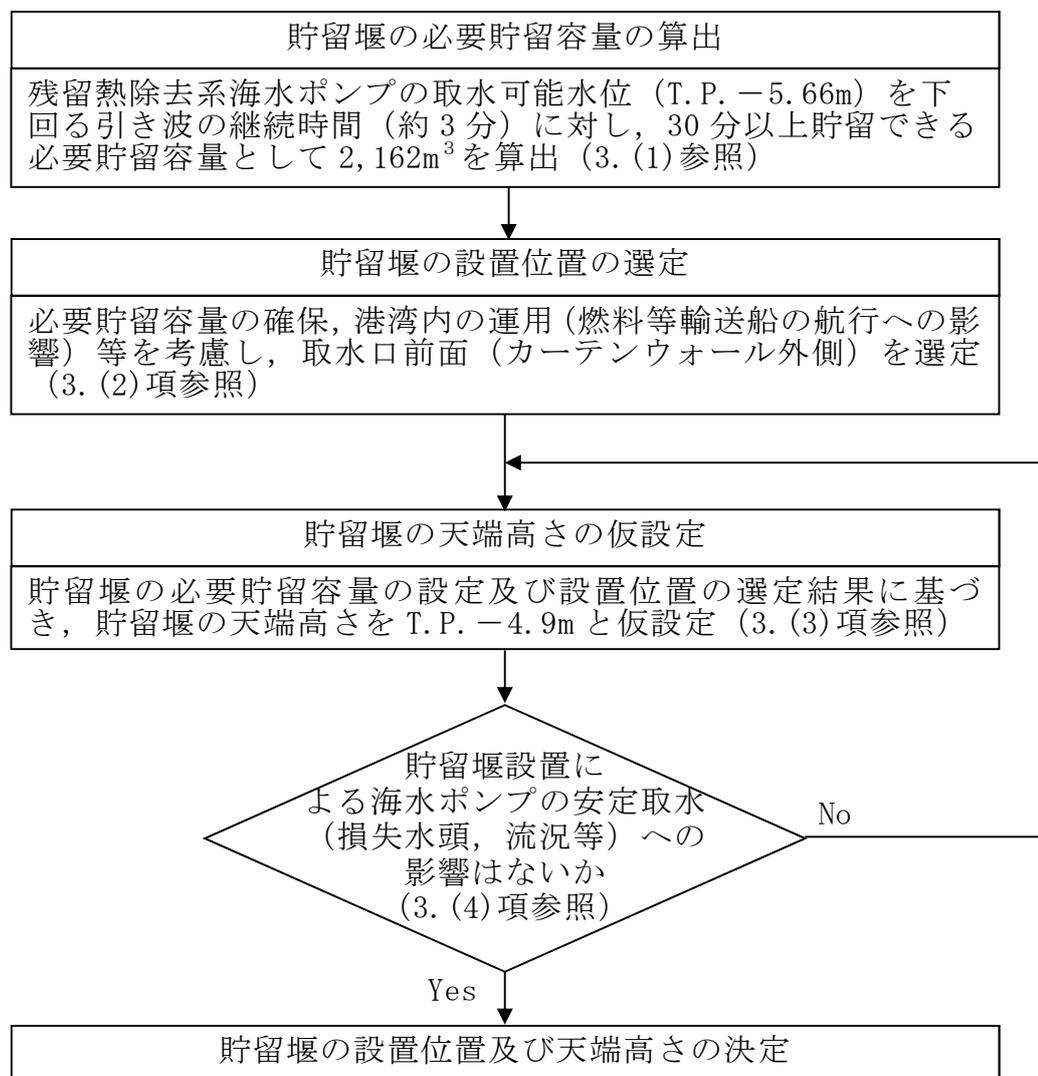
2. 貯留堰の設置位置及び天端高さの決定の考え方

貯留堰の設置位置及び天端高さの決定に当たっては、非常用海水ポンプの取水量及び取水ピット水位が非常用海水ポンプの取水可能水位を下回る継続時間から、貯留堰の必要貯留容量を算出するとともに、貯留堰の設置位置を

選定した上で、必要貯留容量が確保できる天端高さを決定している。

具体的には、必要貯留容量は、引き波による取水ピットの水位が、非常用海水ポンプのうち、最も取水可能水位が高い残留熱除去系海水ポンプの取水可能水位 T.P. -5.66m を下回る継続時間約 3 分に対し、十分な余裕を考慮して 30 分間以上貯留できる容量とした。また、貯留堰の設置位置は、必要貯留容量を確保でき、かつ、港湾内の運用等を考慮し、取水口の前面（カーテンウォール外側）を選定した。その上で、通常時の海水ポンプの安定取水に影響を及ぼさない貯留堰の天端高さ及び設置位置であることを確認した。

第 3 図に貯留堰の設置位置及び天端高さ設定の検討フローを示す。



第 3 図 貯留堰の設置位置及び天端高さ設定の検討フロー

3. 貯留堰の設置位置及び天端高さの検討

(1) 貯留堰の必要貯留容量の算定

第1表に非常用海水ポンプの取水量と取水可能水位を示す。非常用海水ポンプのすべてが運転したと想定した場合、取水量の合計は $4,323\text{m}^3/\text{h}$ である。このため、引き波による取水ピット水位の低下に対して30分間の運転継続を可能とするために必要な貯留容量は $2,162\text{m}^3$ となる。

第1表 非常用海水ポンプの取水量と取水可能水位

海水ポンプ	台数	取水量 (m^3/h)		評価水位 (T. P. m)	取水可能 水位 (T. P. m)
		1台 当たり	合計		
残留熱除去系海水ポンプ	4	886	3,544	-6.0	-5.42 -5.66 ^{※1}
非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ	2	273	546		-6.08
高圧炉心スプレー系ディーゼル発電機海水ポンプ	1	233	233		-6.08m
合計	—	—	4,323 ^{※2}		-5.66m ^{※3}

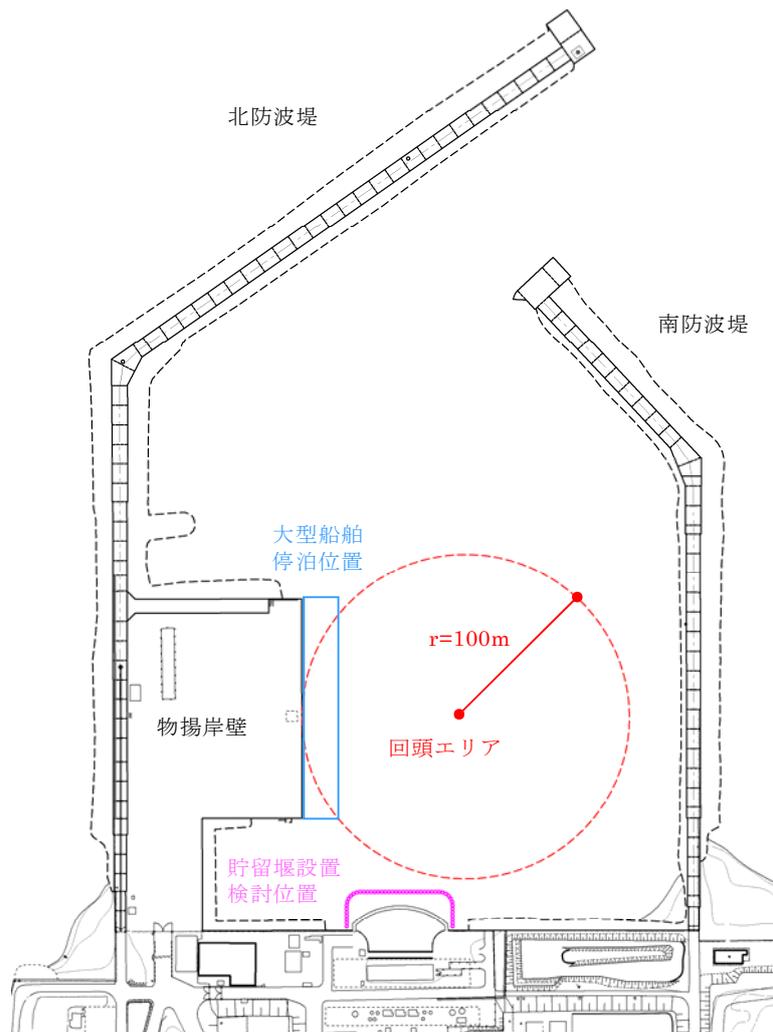
※1：実機ポンプを用いた水理実験に基づく値

※2：非常用海水ポンプの取水量の合計で、貯留堰の検討において用いる値

※3：非常用海水ポンプのうち、最も取水可能水位が高い残留熱除去系海水ポンプの取水可能水位で、貯留堰の検討において用いる取水可能水位

(2) 貯留堰設置位置の選定

(1)で算出した必要貯留容量 $2,162\text{m}^3$ を確保するには、一定程度以上の面積が必要であるため、貯留堰の設置位置を取水口前面（カーテンウォール外側）とし、大型船舶として入港する燃料等輸送船の停泊位置及び回頭エリア（ターニングベースン）に影響を及ぼさない範囲とした。第4図に貯留堰設置位置と船舶の停泊・回頭エリアを示す。



第4図 貯留堰の設置位置と船舶の停泊・回頭エリア

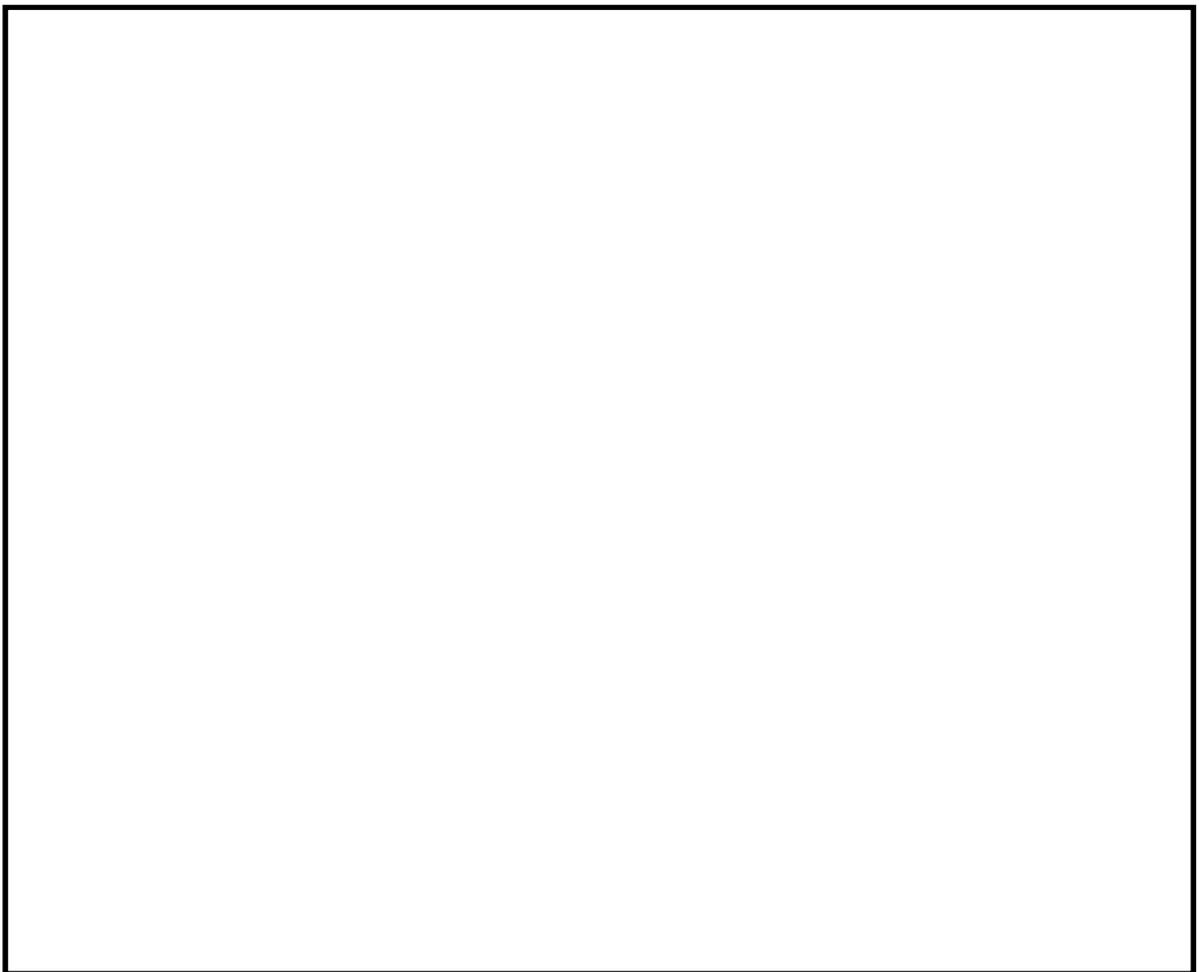
(3) 貯留堰天端高さの仮設定

(1)で算出した貯留堰の必要貯留量 $2,162\text{m}^3$ 及び(2)で設定した貯留堰の設置場所の選定結果から、貯留堰の天端高さ（有効水深）を仮設定し、貯留堰の有効貯留容量を算出した。

貯留堰の有効貯留容量の算出に当たっては、貯留堰内の貯留面積に対して、貯留堰内に位置する構造物・設備による控除面積（スクリーンの水中部は網目構造であるが、矩形形状として控除）を考慮するとともに、保守的な設定になるよう取水路壁面及び構造物・設備には貝代として10 cmを考慮した。第5図に貯留堰の有効貯留容量算出のための検討断面図を示す。

5条 添付12-5

なお、貝付着については、常時カーテンウォールからの塩素注入効果により取水施設全体にほとんど貝は付着しない。しかし、カーテンウォールの外側に設置する貯留堰については、塩素注入効果が期待できないため貝が付着する可能性がある。そのため、本解析においては貯留堰から取水路全体を保守的に評価し、貝の付着する条件として解析を実施した。貝代については「火力・原子力発電所土木構造物の設計（電力土木技術協会，平成7年6月）」より引用し10cmとしている。



第5図 貯留堰の有効貯留容量算出のための検討断面図

その上で、貯留堰の天端高さ（有効水深）をパラメータとして貯留堰の有効貯留容量を以下の式より算出した。

有効貯留容量＝有効水深×（貯留面積－控除面積）

ここで、

有効貯留容量（ m^3 ）：非常用海水ポンプが取水できる量

有効水深（m）：貯留堰天端高さから残留熱除去系海水ポンプの取水可能水位

貯留面積（ m^2 ）：貯留堰内の海水貯留面積

控除面積（ m^2 ）：貯留堰内の構造物・設備の控除面積

その結果、貯留堰の天端高さを T.P. -4.9m とすることで、非常用海水ポンプが 30 分以上運転できる有効貯留容量を確保できることを確認した。

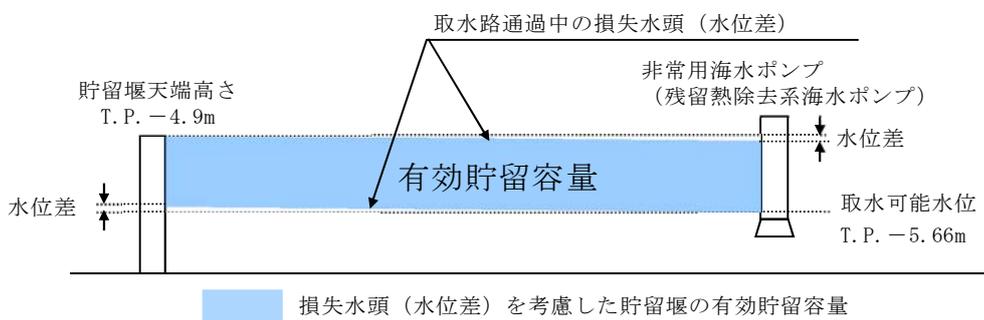
第 2 表に貯留堰天端高さ（有効水深）をパラメータとした貯留堰の有効貯留容量の算定結果を示す。

第 2 表 貯留堰の有効貯留容量の算定結果

項 目	評価結果		
①非常用海水ポンプ 取水可能水位	T.P. -5.66m		
②貯留堰天端高さ	T.P. -4.80m (0.86m)	T.P. -4.90m (0.76m)	T.P. -5.00m (0.66m)
③有効水深 (②-①)	0.86m	0.76m	0.66m
④貯留面積	3,334 m^2		
⑤控除面積	205 m^2		
⑥有効貯留容量 (③×(④-⑤))	2,690 m^3	2,378 m^3	2,065 m^3
⑦非常用海水ポンプ 取水量	4,323 m^3/h		
⑧取水可能時間 (⑥÷⑦)	約 37 分	約 33 分	約 28 分
⑨貯留堰の有効貯留 容量の仮設定	不採用	採用	不採用

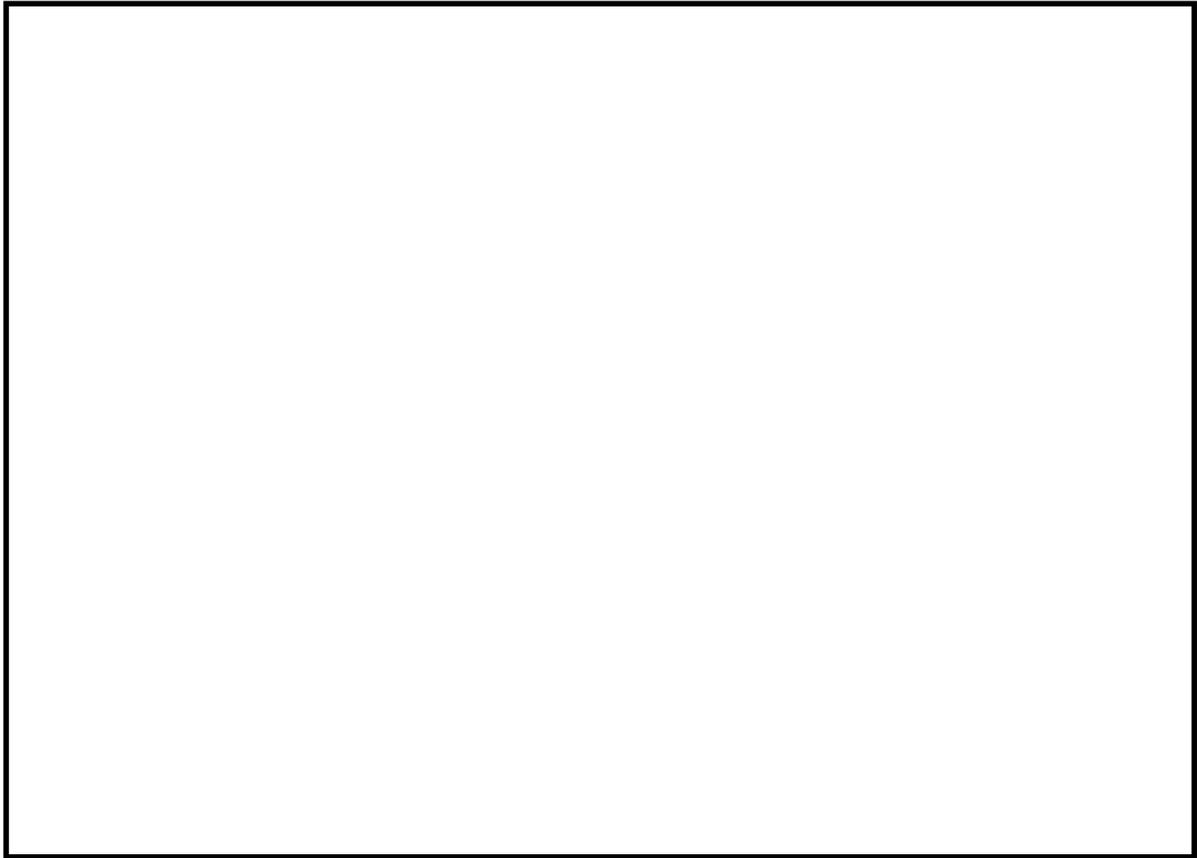
(4) 貯留堰の有効貯留容量の照査

(3)にて仮設定した貯留堰天端高さ T.P. -4.9m による貯留堰の有効貯留容量 $2,378 \text{ m}^3$ に対して、海水の貯留堰内通過中の損失水頭（水位差）を考慮した場合においても、貯留堰の有効貯留容量が非常用海水ポンプの取水可能時間である 30 分以上を満足するか評価した。第 6 図に非常用海水ポンプ設置位置における水頭差の評価イメージを示す。



第 6 図 海水の取水路内通過による損失水頭の評価イメージ

評価に当たっては、1 次元水理計算モデルを用いて、取水路を断面形状ごとに区分し、各区分間でベルヌーイの定理及び連続の式を用いた水理計算を実施した。非常用海水ポンプは、第 7 図に示すとおり、取水ピット内において南北のエリアに分散設置されているため、評価においては取水量が多いケースとしてエリア①の $0.63 \text{ m}^3/\text{s}$ ($2,278 \text{ m}^3/\text{h}$) を対象にした。また、取水口から非常用海水ポンプ設置位置までの取水路の形状、設置物による損失係数（摩擦、分流、合流、スクリーン等）を考慮した。第 7 図に非常用海水ポンプの配置図、第 3 表に南北エリアごとの非常用海水ポンプの取水量を示す。また、第 4 表に水頭差評価に用いた損失係数を示す。



第7図 非常用海水ポンプの配置図

第3表 非常用海水ポンプの取水量

エリア	ポンプ名称	運転台数 (台)	取水量 (m^3/h)	合計 (m^3/s)
エリア ①	残留熱除去系海水ポンプ	2	886	0.49
	非常用ディーゼル発電機用 海水ポンプ	1	273	0.08
	高圧炉心スプレイ系ディー ゼル発電機用海水ポンプ	1	233	0.06
	合 計	—	2,278	0.63
エリア ②	残留熱除去系海水ポンプ	2	886	0.49
	非常用ディーゼル発電機用 海水ポンプ	1	273	0.08
	合 計	—	2,045	0.57

第4表 水頭差評価に用いた損失係数

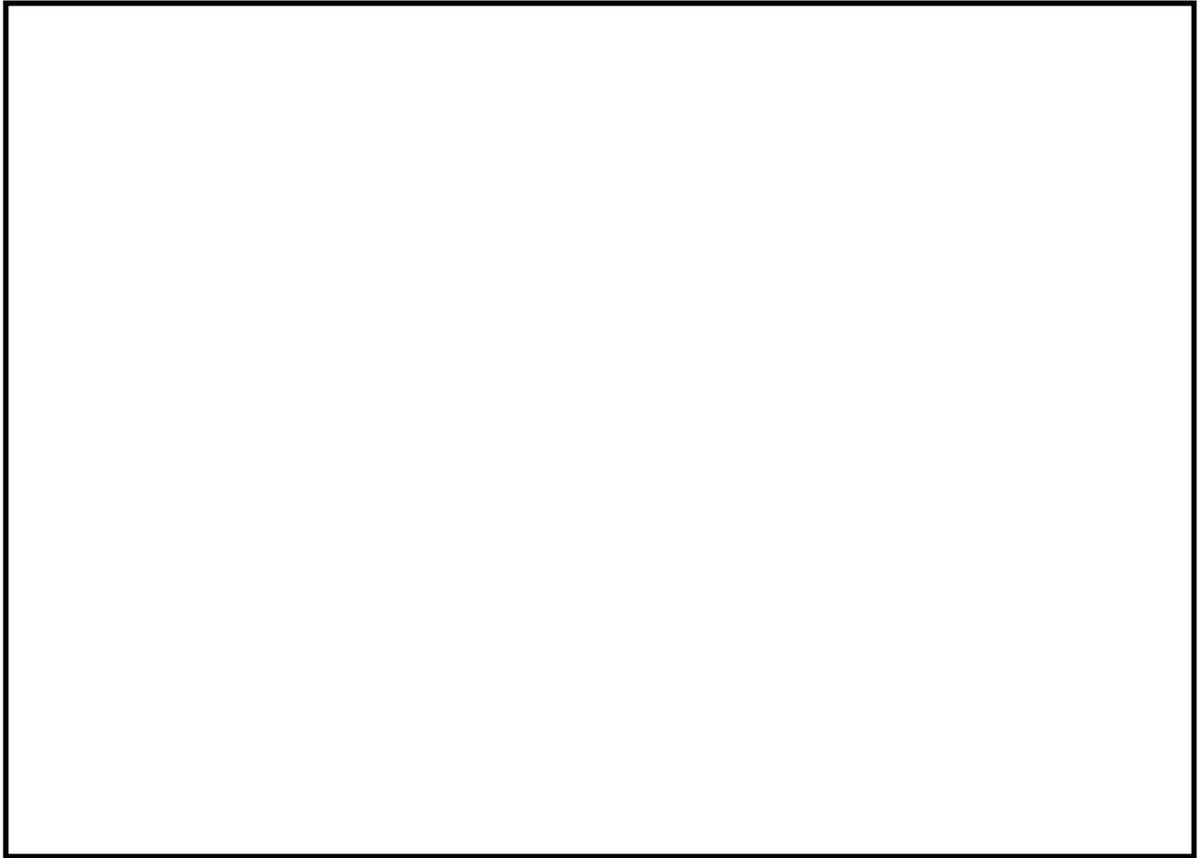
損失項目		損失係数
流入損失（取水口呑口部）		0.05 ^{※1}
摩擦損失		$n^2 \times 2g/R^{1/3}$ ^{※1} , $n=0.02$ ^{※1}
分流損失		1.00 ^{※2}
急拡損失		1.00 ^{※1}
急縮損失		0.05 ^{※1}
漸拡損失		1.00 ^{※1}
合流損失		1.00 ^{※2}
スクリー ン損失	固定式バースクリーン	0.35 ^{※3}
	回転バースクリーン	0.35 ^{※3}
	トラベリングバースクリーン	1.2258 ^{※3}

※1：火力・原子力発電所土木構造物の設計（旭電力土木技術協会）平成7年6月

※2：水理公式集 平成11年度（土木学会）

※3：スクリーン設計値

評価の結果、貯留堰設置位置と非常用海水ポンプ設置位置での水位差は小さく、(3)で算定した貯留堰の有効貯留容量 2,378m³ に対し 2,362.2m³ であり、非常用海水ポンプが30分以上運転可能となる必要容量を満足することを確認した。第8図に貯留堰設置位置から非常用海水ポンプ設置位置までの水理計算結果を示す。



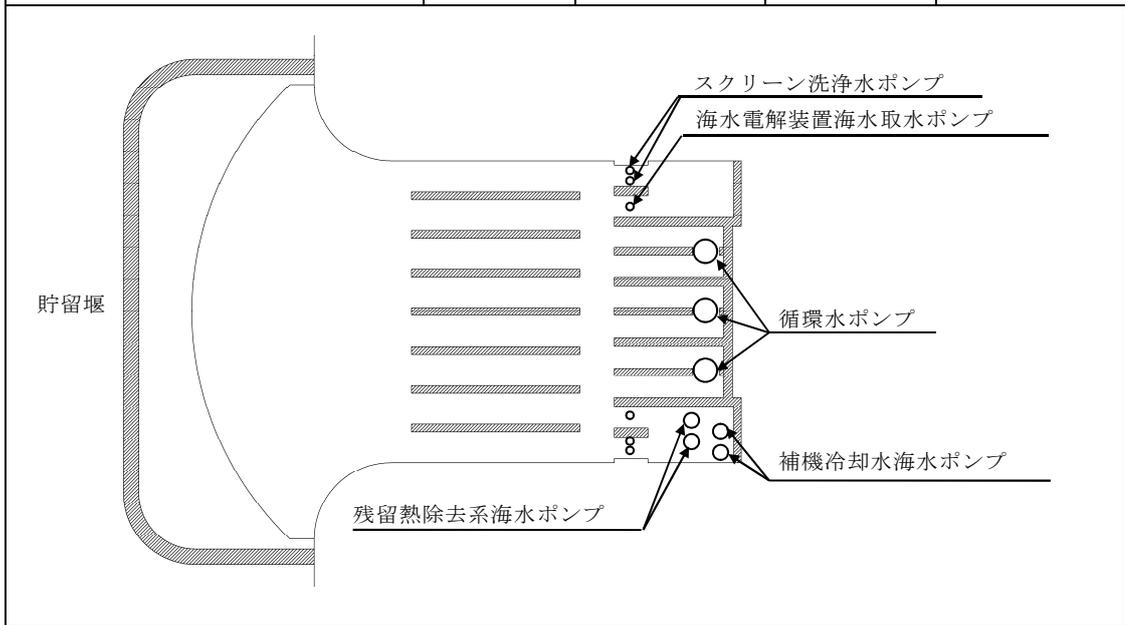
4. 貯留堰設置による海水ポンプの安定取水への影響評価

(1) 評価条件

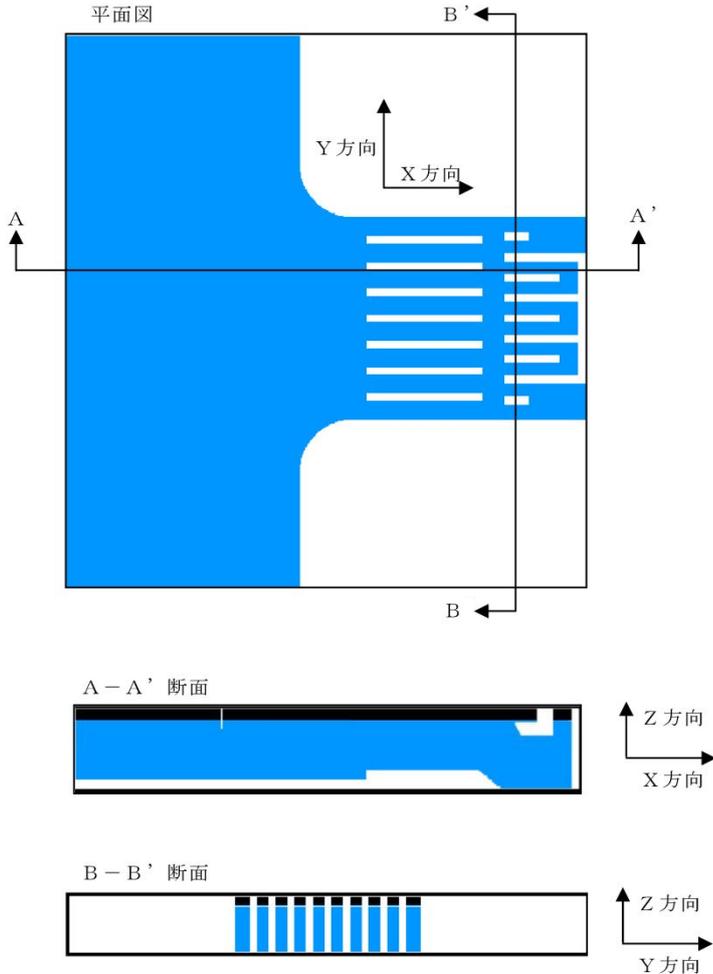
貯留堰設置による通常運転時の海水ポンプの安定取水への影響を確認するため、貯留堰の設置前と設置後における流速分布及び損失水頭による水位変動について、3次元数値波動水槽モデルを用いて確認した。評価に当たっては、発電所の定格運転中に連続運転する海水ポンプとして、循環水ポンプ3台及び補機冷却海水ポンプ2台並びに間欠的に運転するスクリーン洗浄水ポンプ4台及び海水電解装置海水取水ポンプ2台を考慮した。また、プラント停止過程において残留熱除去系海水ポンプ2台が運転されるため、これを考慮した。第5表に通常運転時の海水ポンプの運転条件、第6表に計算条件を示す。

第 5 表 通常運転時の海水ポンプの運転条件

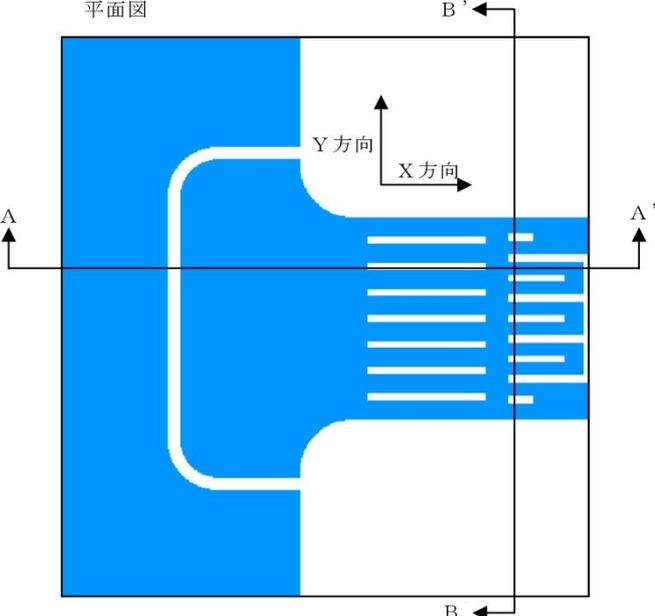
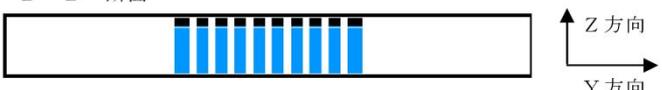
	運転 台数	取水量	合 計	
	(台)	(m^3/h)	(m^3/h)	(m^3/s)
循環水ポンプ	3	74,200	222,600	61.83
補機冷却海水ポンプ	2	2,838	5,676	1.58
残留熱除去系海水ポンプ	2	886	1,772	0.49
スクリーン洗浄水ポンプ	4	186	744	0.21
海水電解装置海水取水ポンプ	2	220	440	0.12
合 計	—	—	231,232	64.23



第 6 表 計算条件 (貯留堰なし条件) (1/2)

項目	計算条件
計算時間	300 秒
分子動粘性係数	$1.19 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{ s}$
乱流モデル	使用する
初期値	0.000m/s
計算領域	x 方向 : 100m, y 方向 : 110m, z 方向 : 7.5m
格子間隔	$\Delta x = 0.15 \sim 0.30\text{m}$, $\Delta y = 0.15 \sim 0.30\text{m}$, $\Delta z = 0.14 \sim 0.31\text{m}$
計算セル数	x 方向 : 497, y 方向 : 544, z 方向 : 39, 総数 10,544,352
計算地形条件	 <p>The diagram illustrates the computational domain for a flow simulation. It includes three main views:</p> <ul style="list-style-type: none"> 平面図 (Plan View): Shows a blue-colored flow domain with a complex, curved inlet on the left and a narrower channel on the right. A coordinate system is shown with 'Y 方向' (Y-direction) pointing upwards and 'X 方向' (X-direction) pointing to the right. Section lines A-A' and B-B' are indicated. A-A' 断面 (A-A' Cross-section): A side view showing the vertical profile of the flow channel. The 'Z 方向' (Z-direction) is vertical, and the 'X 方向' (X-direction) is horizontal. It shows a blue channel with a white bottom and a black top boundary. B-B' 断面 (B-B' Cross-section): A side view showing the vertical profile of the flow channel at a different location. The 'Z 方向' (Z-direction) is vertical, and the 'Y 方向' (Y-direction) is horizontal. It shows a blue channel with a white bottom and a black top boundary.

第 6 表 計算条件 (貯留堰あり条件) (2/2)

項目	計算条件
計算時間	300 秒
分子動粘性係数	$1.19 \times 10^{-6} \text{m}^2 / \text{s}$
乱流モデル	使用する
初期値	0.000m/s
計算領域	x 方向 : 100m, y 方向 : 110m, z 方向 : 7.5m
格子間隔	$\Delta x = 0.15 \sim 0.30\text{m}$, $\Delta y = 0.15 \sim 0.30\text{m}$, $\Delta z = 0.14 \sim 0.31\text{m}$
計算セル数	x 方向 : 497, y 方向 : 544, z 方向 : 39, 総数 10,544,352
計算地形条件	<p>平面図</p>  <p>A - A' 断面</p>  <p>B - B' 断面</p> 

(2) 評価結果

貯留堰設置による通常運転時の海水ポンプの安定取水への影響を確認するため、貯留堰を設置しない場合 (case-1) と貯留堰を設置した場合 (case-2) に分けて、平均流速及び水位変動の分布を比較した。その結果、貯留堰を設置した場合 (case-2) においても、流速分布及び水位変動分布に有意な差が見られず、海水ポンプの安定取水に影響のないことを確認した。

① 平均流速分布

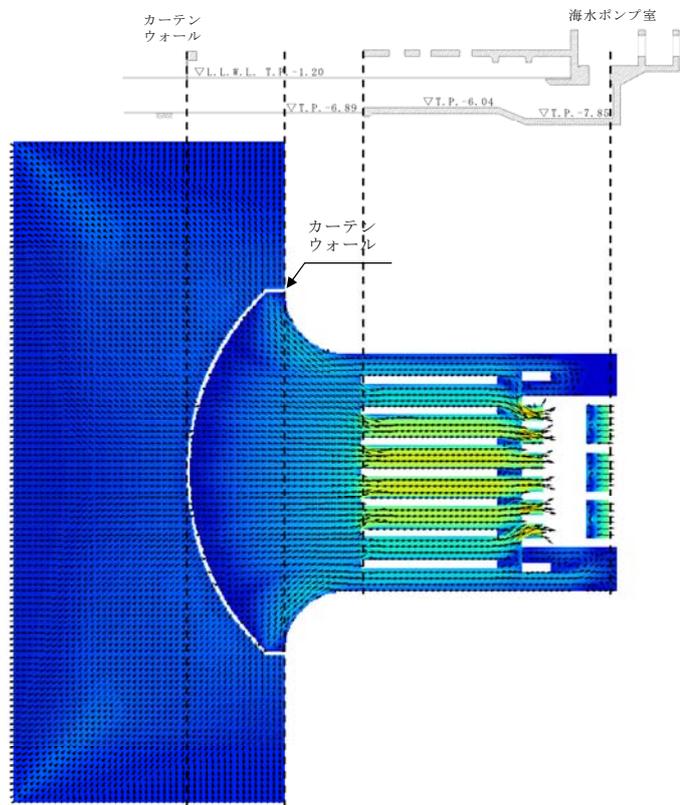
貯留堰を設置しない場合 (case-1) と貯留堰を設置した場合 (case-2) の流速分布について、第 9 図に流速平面分布、第 10 図に平均断面流速分布を示す。

第 9 図の流速平面分布を比較すると、貯留堰を設置した場合 (case-2) では、貯留堰を設置した影響で貯留堰とカーテンウォールの間でやや早い流速が発生するが、カーテンウォールより内側では、貯留堰を設置しない場合 (case-1) の流速分布と有意な差は見られない。また、第 10 図の流速断面分布を比較すると、貯留堰を設置した場合 (case-2) では、貯留堰とカーテンウォールの間でやや早い流速が発生するが、取水口呑口に入る前には貯留堰を設置しない場合 (case-1) とほぼ同じ流速分布となった。

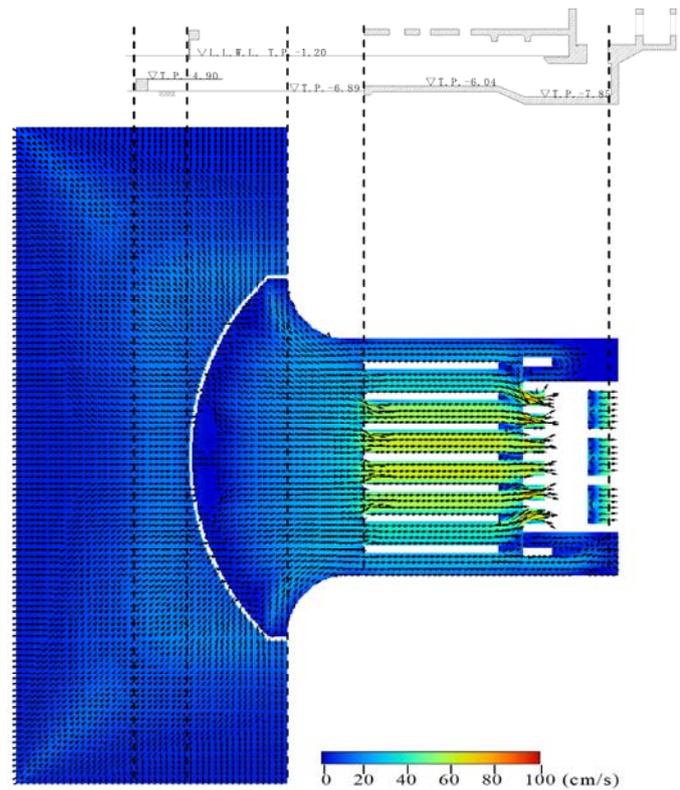
【評価断面】



【貯留堰を設置しない場合】
(case-1)

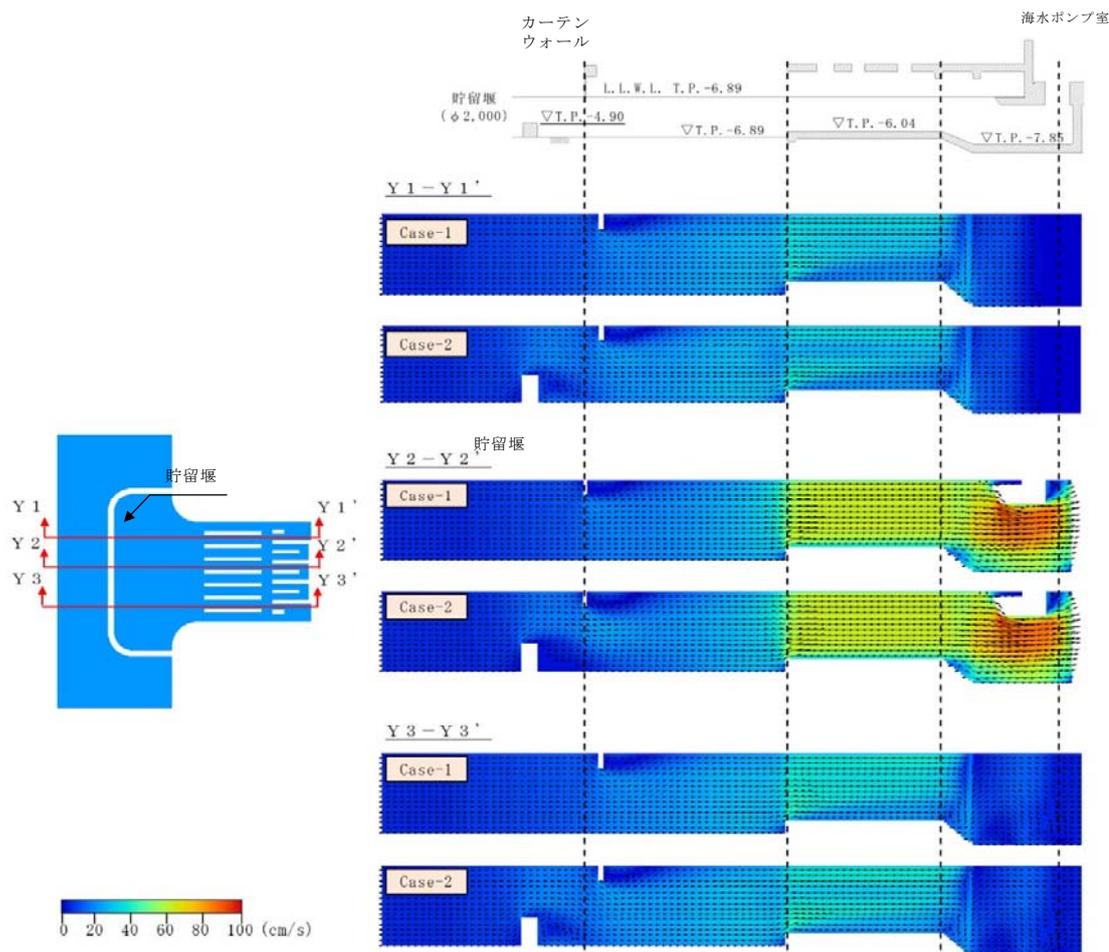


【貯留堰を設置した場合】
(case-2)



第9図 貯留堰の有無による流速平面分布の比較

5条 添付1 2-16

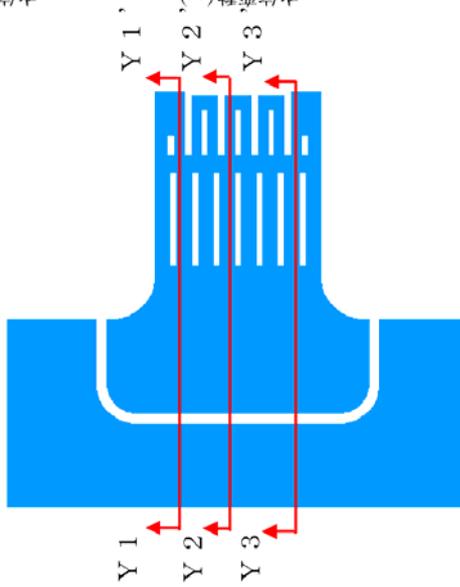
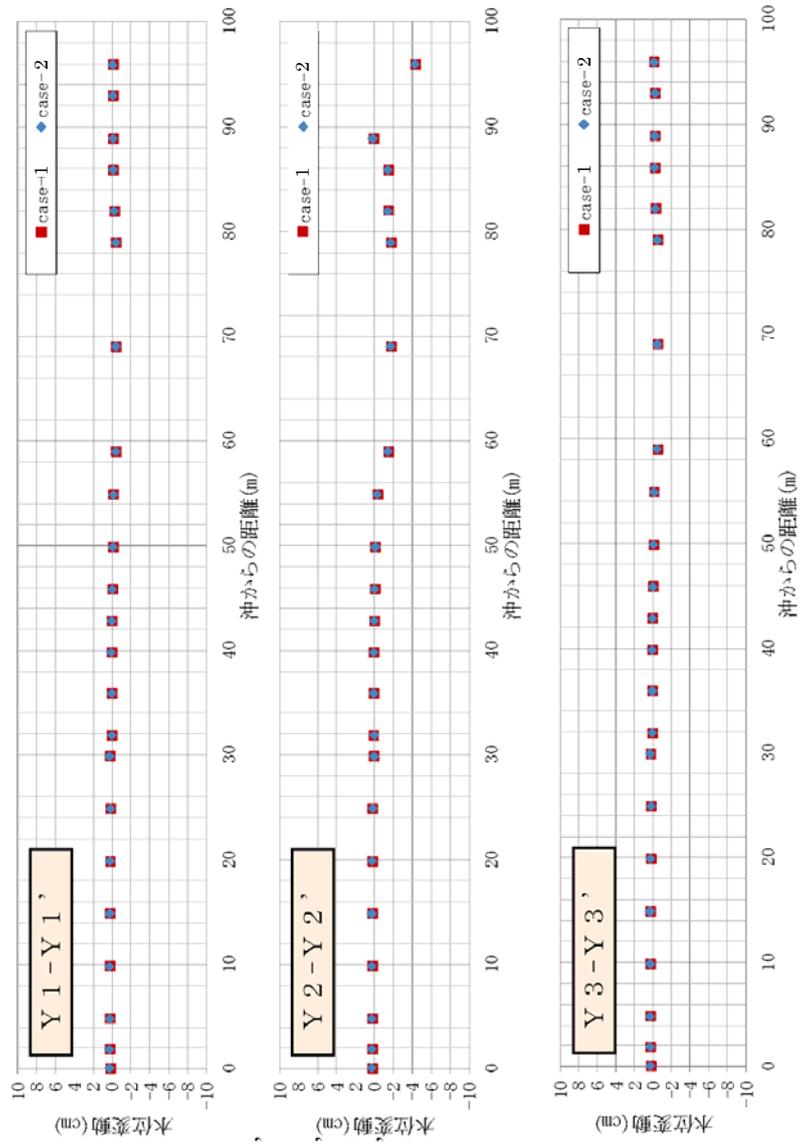
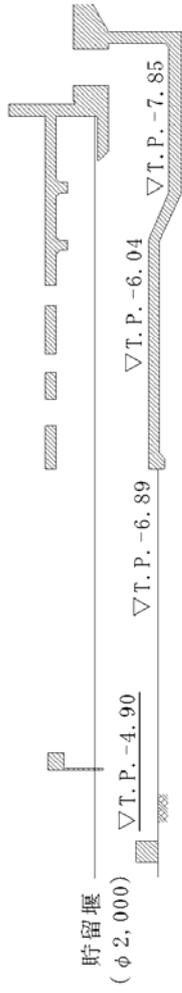


第 10 図 貯留堰の有無による平均断面流速分布の比較

② 水位変動分布

第 11 図に貯留堰を設置しない場合 (case-1) と貯留堰を設置した場合 (case-2) の水位変動分布を示す。なお、水位変動分布の確認に当たっては、非常用海水ポンプが設置されている南側エリア (Y1-Y1' 断面) 及び北側エリア (Y3-Y3' 断面) 並びに循環水ポンプが設置されるエリア (Y2-Y2' 断面) の合計 3 断面を比較した。

第 11 図の水位変動分布を比較すると、貯留堰を設置しない場合 (case-1) と貯留堰を設置した場合 (case-2) とも、循環水ポンプ設置エリア (Y2-Y2' 断面) は、循環水ポンプによる取水の影響により、他のエリアより水位変動量が大きい。貯留堰を設置しない場合 (case-1) と貯留堰を設置した場合 (case-2) との差はほとんど見られなかった。



5条 添付1 2-18

第 11 図 貯留堰の有無による水位変動分布比較

5. 解析結果との検証

本件にて検討した貯留堰の天端高さ T. P. -4.90m を取水路前面に反映した管路解析モデルを作成し、管路解析のパラメータケーススタディを実施した。その結果、様々な取水ケースにおいても非常用海水ポンプの取水機能に影響のない解析結果が得られた。

詳細な時刻歴波形については、「添付資料 7 管路解析のパラメータスタディについて」参照。

(補足) 非常用海水ポンプの有効貯留容量に対する、砂堆積、漂流物及びスロッシングによる影響評価

(1) 砂堆積の影響について

取水ピット底部に堆積する砂の量に影響なく非常用海水ポンプの有効貯留容量は確保できることを以下に示す。

2.5 項(2), [1] b 項, c 項にて, 取水口前面の砂の堆積厚さは最大 0.36m (防波堤なし), 取水ピットの砂堆積厚さは 0.028m (防波堤なし) と評価している。

このため, 取水口前面の地盤高さは T.P. -6.89m に対し, 砂の堆積厚さ 0.36m を考慮しても T.P. -6.53m である。これに対し, 取水口底面は T.P. -6.04m であることから取水路への砂の堆積の影響はない。

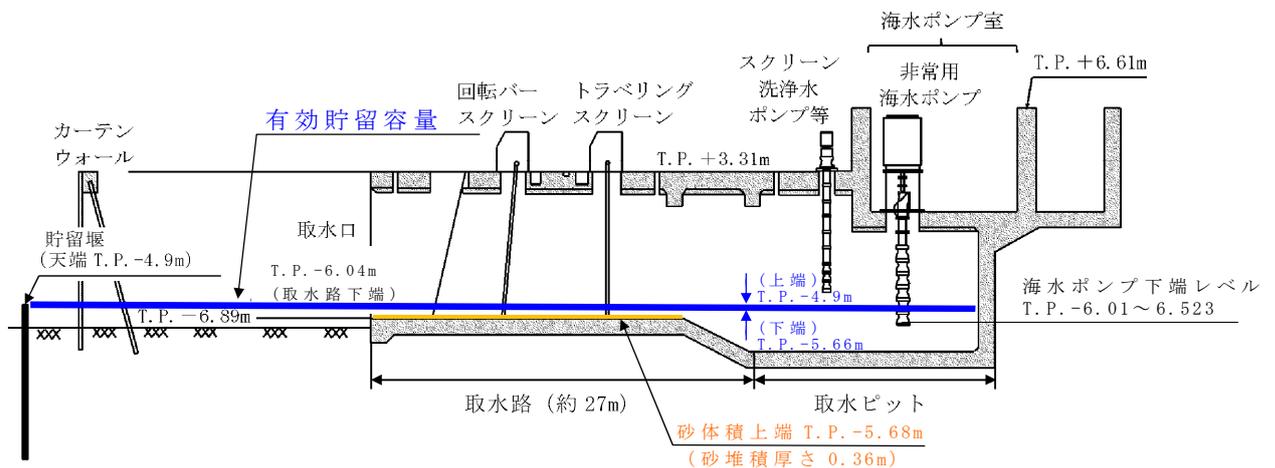
また, 海水ポンプの吸込み下端レベル (T.P. -6.01m ~ T.P. -6.52m) は, 取水ピット底面 (T.P. -7.85m) から 1.32m ~ 1.84m の高い位置に設置されているため, 砂の堆積厚さが 0.028m あった場合においても十分に離れていることから, 非常用海水ポンプの取水性能に影響を与えることはなく, 有効貯留容量にも影響はない。

第 2.5-5 表 取水ピットの砂の堆積厚さ (再掲)
(高橋他 (1999), 浮遊砂上限濃度 1%)

水位上昇側 (m)	水位下降側 (m)
0.028	0.011

ここでは仮に, 取水路内に砂の堆積が 0.36m あった場合においても評価した。その結果, 取水口底面 T.P. -6.04m に砂堆積厚さ 0.36m を考慮すると T.P. -5.68m となり有効貯水容量の下端レ

ベル T.P. -5.66m に到達しないことから有効貯水容量への影響はない。第 1 図に貯留堰内の水位と海水ポンプ下端レベルについて示す。



第 1 図 貯留堰内の水位と海水ポンプ下端レベル

(2) 漂流物による貯留量の影響について

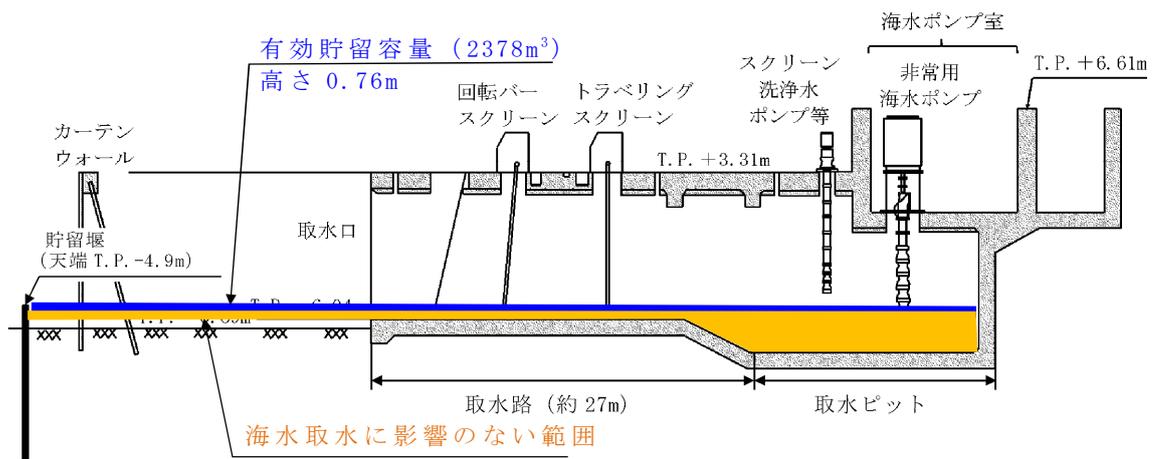
貯留堰は海中にあることから、漂流物の沈降等の影響を受けた場合に貯留量が確保できるか評価する。本件では貯留堰内に設置しているカーテンウォールの P C 板 (プレストレストコンクリート) が全て貯留堰内に落下した場合を想定し評価した。

カーテンウォールの上部に設置されている P C 板の体積は、全数 48 枚で約 75m^3 (1 枚あたり約 $1\text{m}^3 \sim 1.7\text{m}^3$) として計算する。

貯留堰の有効貯留容量は天端高さ (T.P. -4.9m) より 0.76m (T.P. -5.66m) 下がった部分までを有効貯留容量 (2378m^3) としている。

有効貯留容量下端高さ (T.P. -5.66m) より低い部分について

は海水取水に影響のない範囲になり，カーテンウォール破損想定した場合には，海水取水に影響のない範囲に水没することになるが，ここでは，保守的に有効貯留量の範囲にPC板の全体積が影響を及ぼした場合として評価した。第2図に有効貯留容量のイメージを第1表にカーテンウォール破損想定時の取水可能時間を示す。



第2図 有効貯留容量のイメージ

第1表 カーテンウォール破損想定時の取水可能時間

項目	設計	(参考) カーテンウォールの破損想定
① 非常海水ポンプ取水可能水位	T.P. - 5.66m	同左
② 貯留堰天端高さ	T.P. - 4.90m (0.76m)	同左
③ 有効水深 (② - ①)	0.76m	同左
④ 貯留面積	3,334m ²	同左
⑤ 控除面積 (躯体面積)	205m ²	同左
⑥ 有効貯留容量 (③ × (④ - ⑤))	2,378m ³	2,378m ³
⑦ 控除後の有効貯留容量 (カーテンウォールPC板全体積 = 控除体積)	なし	2,303m ³ (約 75m ³)
⑧ 非常用海水ポンプ取水量	4,323m ³ /h	同左
⑨ 取水可能時間 (⑥ 又は ⑦ ÷ ⑧)	約 33 分	約 32 分

評価の結果，第1表のカーテンウォール破損想定時の取水可能時間が原設計約33分に比べ約32分となり約1分程度の影響であり有効貯留容量に影響を与えることはない。

(3) スロッシングによる影響について

貯留堰内に貯留時における余震（ $S_s - D1$ ）によるスロッシングによる溢水を考慮した結果においても影響を評価した。

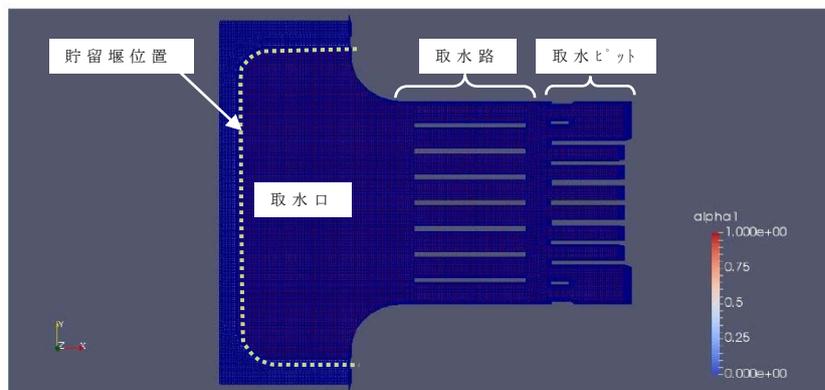
a. 目的

・スロッシングによる貯留堰からの溢水量を算定し，貯留堰の有効貯水量から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの取水可能時間が，引き波の継続時間約3分に対して裕度があることを確認する。また，非常用海水ポンプ位置での水位の時刻歴を確認し，非常用海水ポンプの取水可能限界水位を下回っていないことを確認する。

b. 評価条件

- ・地震動：余震（ $S_s - D1$ ）
- ・初期水位：貯留堰満水時（天端） T.P. - 4.9m
- ・ポンプ運転状態：安全系ポンプ7台（ $4,323\text{m}^3/\text{h}$ ）
- ・有効貯留量： $2,378\text{m}^3$ （損失考慮なし）
- ・取水可能時間：引き波の継続時間約3分に対し約33分。
- ・解析コード：OpenFORM（ver2.2.0）

第3図の解析モデル図及び第4図の出力地点参照



第3図 スロッシング解析のモデル図

5条 添付12-24



第 4 図 水位時刻歴波形の出力地点

c. 影響評価結果

・スロッシング溢水量：249m³

・評価結果：

有効貯留量 2,378m³－スロッシング溢水量 249m³

$$= 2,129\text{m}^3$$

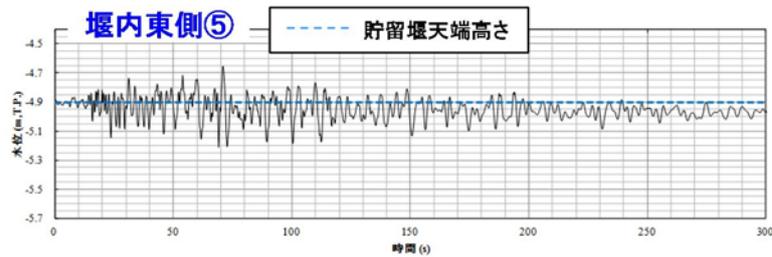
第 5 図に⑤，⑥，⑦地点における水位時刻歴波形を示す。加振方向は，汀線直交方向及び汀線平行方向の 2 ケースとした。水位は貯留堰天端 (T.P.－4.9m) を上回っており，溢水が発生している。貯留堰天端 (T.P.－4.9m) からのスロッシングによる溢水量は汀線直交方向の加振で 248m³，汀線平行方向の加振で 249m³であった。

第 6 図に①，②，③，④地点における水位時刻歴波形を示す。非常用海水ポンプの取水可能水位である，没水深さの下端 T.P.－5.66m を下回るような水位変動はない。

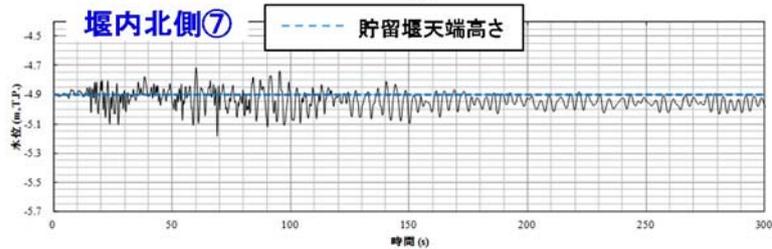
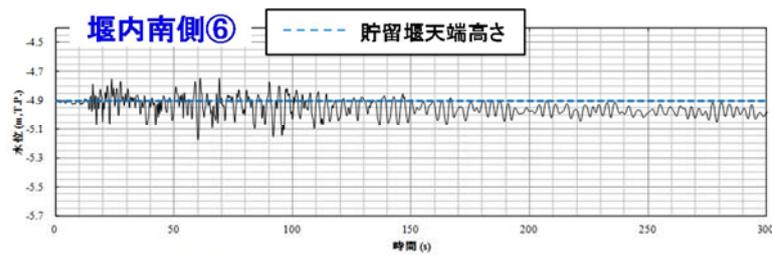
有効貯留量 2,378m³に対する非常用海水ポンプの取水可能時間は約 33 分であるのに対し，スロッシングによる溢水量 249m³を有効貯留量 2,378m³から差し引いた貯水量 2,129m³における

非常用海水ポンプの取水可能時間は約 29 分である。これは、引き波の継続時間約 3 分に対して十分裕度がある。

従って、スロッシングの影響を考慮しても、非常用海水ポンプの取水性に影響を与えることはない。第 7 図に水位イメージ図を示す。

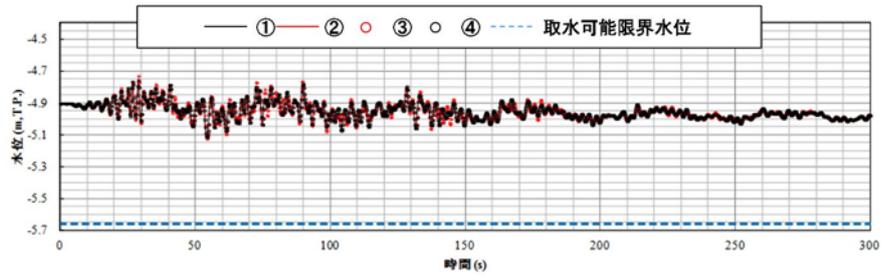


⑤地点の水位時刻歴(汀線直角方向へ加振)

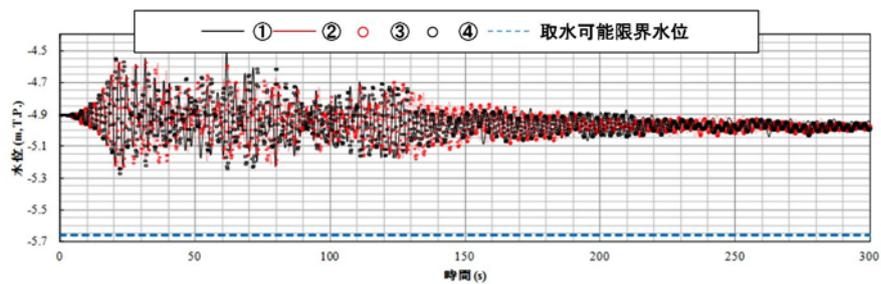


⑥, ⑦地点の水位時刻歴(汀線平行方向へ加振)

第 5 図 水位時刻歴波形

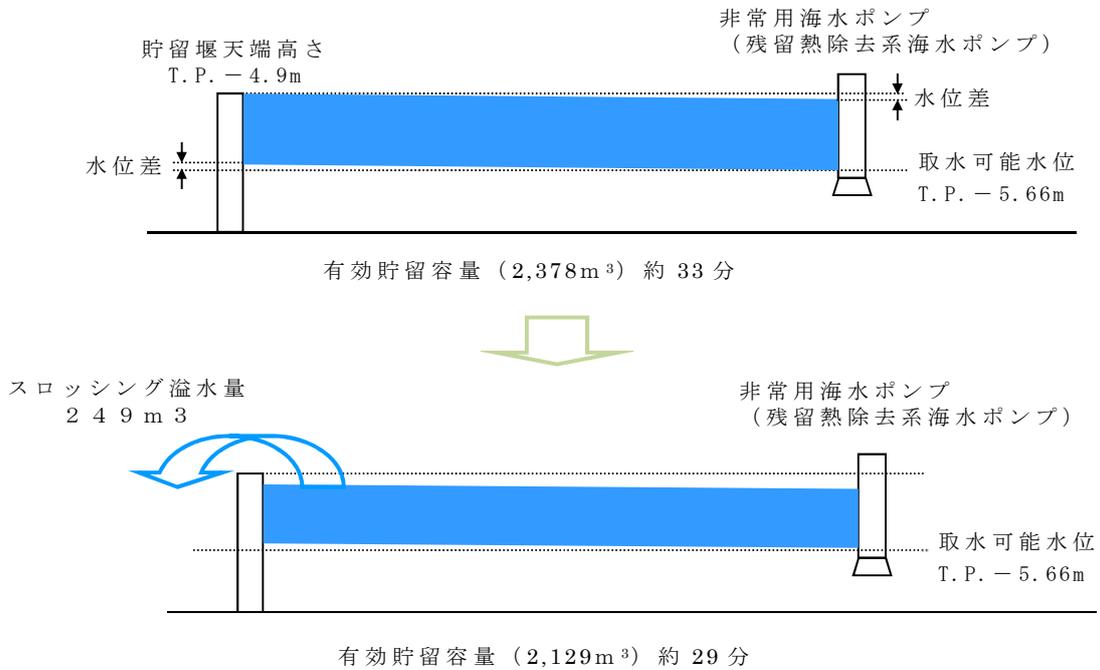


①, ②, ③, ④地点の水位時刻歴 (汀線直角方向へ加振)



①, ②, ③, ④地点の水位時刻歴 (汀線平行方向へ加振)

第 6 図 非常用海水ポンプ位置での水位時刻歴波形



第 7 図 水位イメージ図

5条 添付12-27

基準津波に伴う砂移動評価について

1. はじめに

基準津波による水位変動に伴う海底の砂の移動が取水口への通水性に影響がないことを砂移動評価にて確認する。

ここでは、砂移動解析における粒径の違いによる堆積厚さへの影響及び防波堤をモデル化しない状態での堆積厚さへの影響を検討した。

2. 粒径のパラメータスタディ

砂移動評価における粒径の違いによる堆積厚さへの影響を確認するため、粒径のパラメータスタディを実施した。

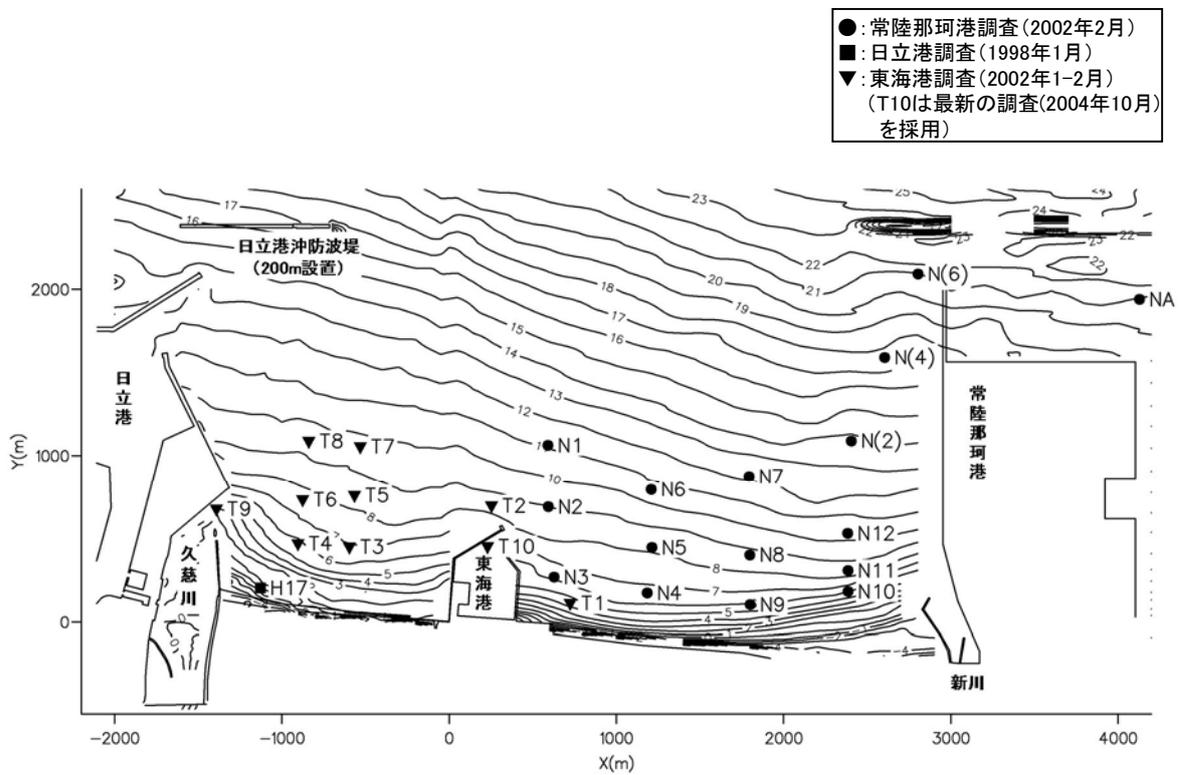
検討は、平均粒径 (D_{50}) に加えて、10%粒径 (D_{10}) 及び 90%粒径 (D_{90}) を粒径としたケースを追加した。検討ケースを第 1 表に示す。各試料採取地点の粒径加積曲線から D_{10} 相当及び D_{90} 相当の粒径を求め、平均した結果、 D_{10} 相当は 0.10mm、 D_{90} 相当は 1.8mm に設定した。試料採取位置を第 1 図に、各試料採取地点の粒径加積曲線を第 2 図に示す。

砂移動評価は、基本ケースにおいて、堆積厚さが厚く評価された高橋他 (1999) の方法を用いた。評価結果を第 2 表に、堆積侵食分布図を第 3 図に示す。

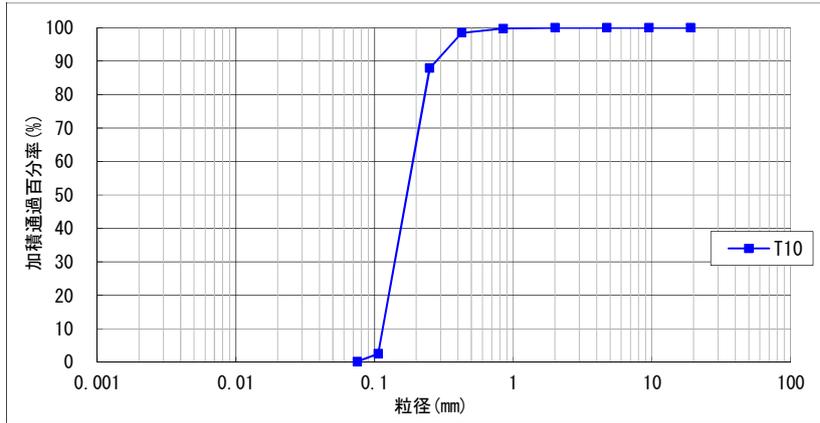
評価結果から、粒径を変えることにより評価地点によって堆積厚さに変動はあるものの、いずれも取水口前面においては、基本ケースより最大堆積厚さが薄くなっており、粒径の違いによる取水口前面における堆積厚さへの影響は小さい。

第1表 検討ケース

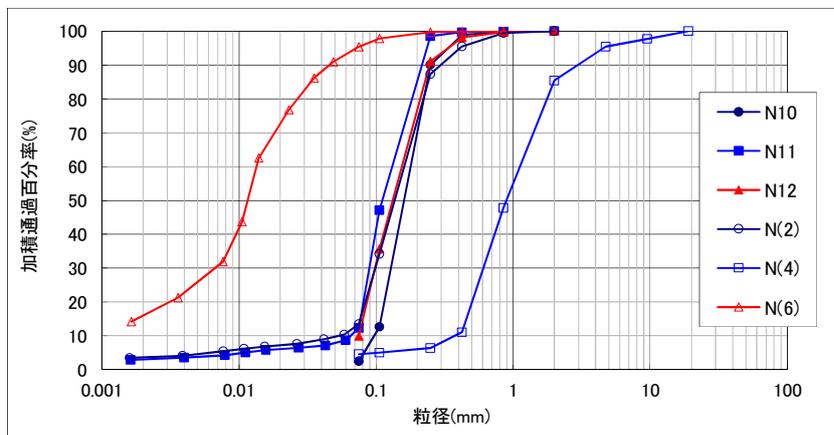
粒径	備考
0.15mm	D ₅₀ , 基本ケース
0.10mm	D ₁₀ 相当
1.8mm	D ₉₀ 相当



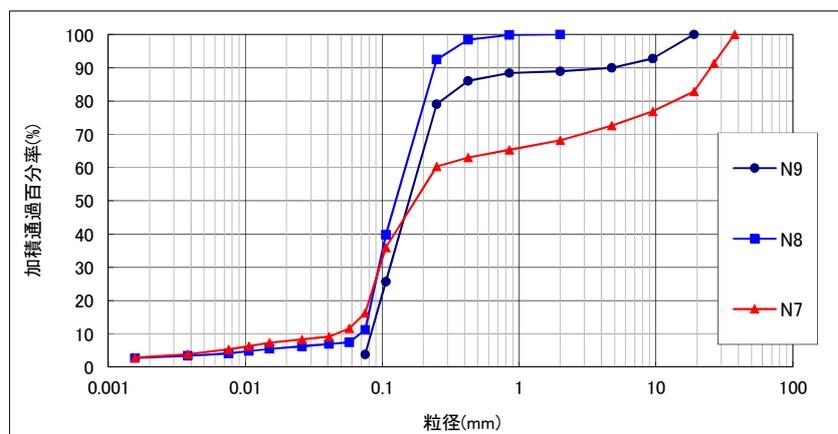
第1図 試料採取地点



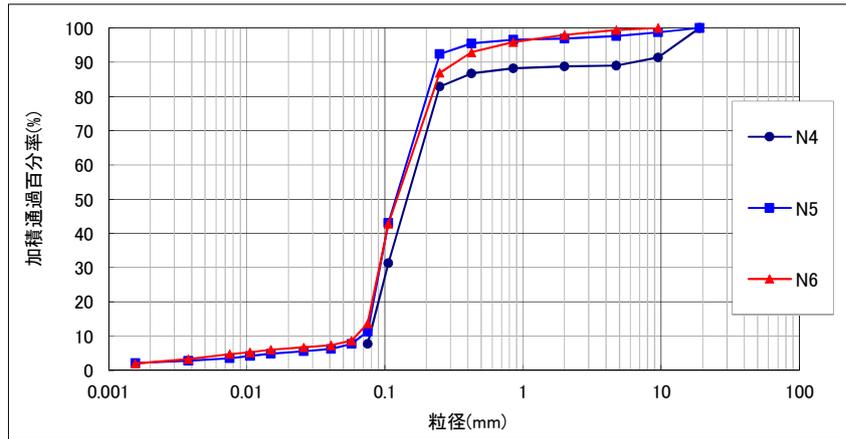
第 2 図(1) 粒径加積曲線 (2004 年 10 月調査, T10)



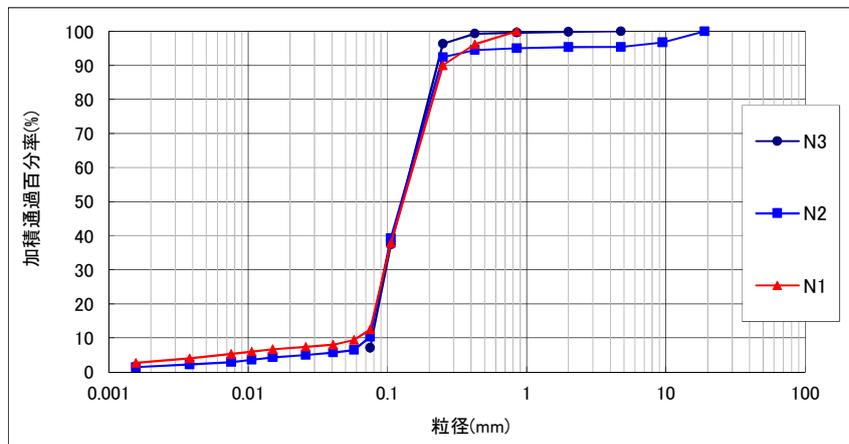
第 2 図(2) 粒径加積曲線 (2002 年 2 月調査, N10/N11/N12/N(2)/N(4)/N(6))



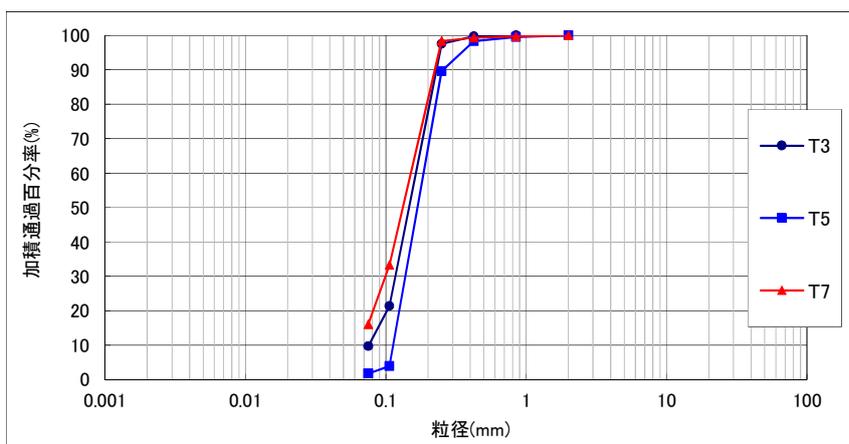
第 2 図(3) 粒径加積曲線 (2002 年 2 月調査, N7/N8/N9)



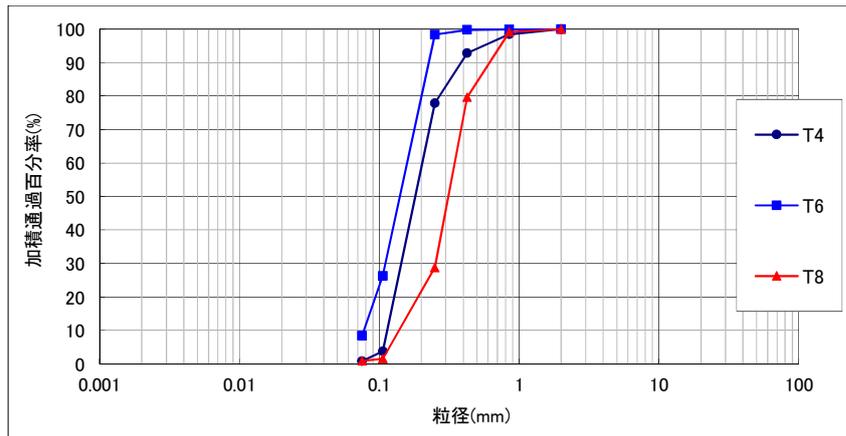
第 2 図 (4) 粒径加積曲線 (2002 年 2 月調査, N4/N5/N6)



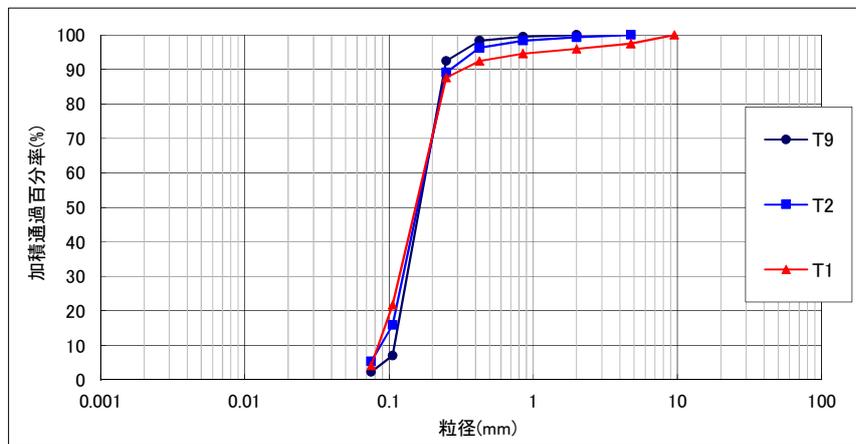
第 2 図 (5) 粒径加積曲線 (2002 年 2 月調査, N1/N2/N3)



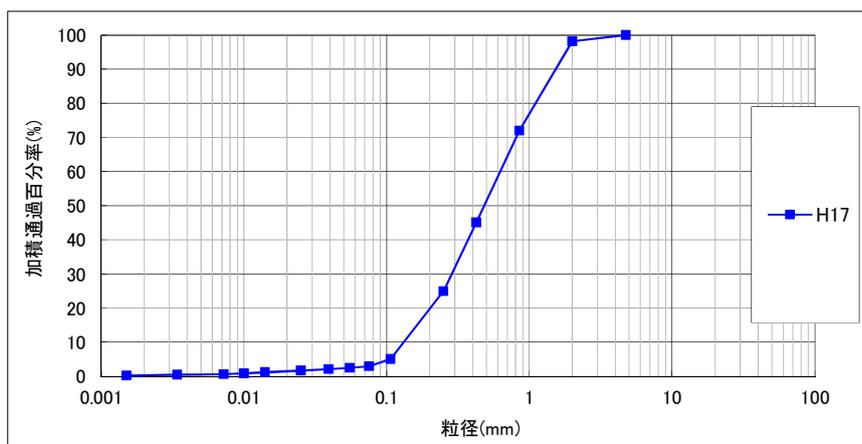
第 2 図 (6) 粒径加積曲線 (2002 年 1-2 月調査, T3/T5/T7)



第 2 図 (7) 粒径加積曲線 (2002 年 1-2 月調査, T4/T6/T8)



第 2 図 (8) 粒径加積曲線 (2002 年 1-2 月調査, T1/T2/T9)



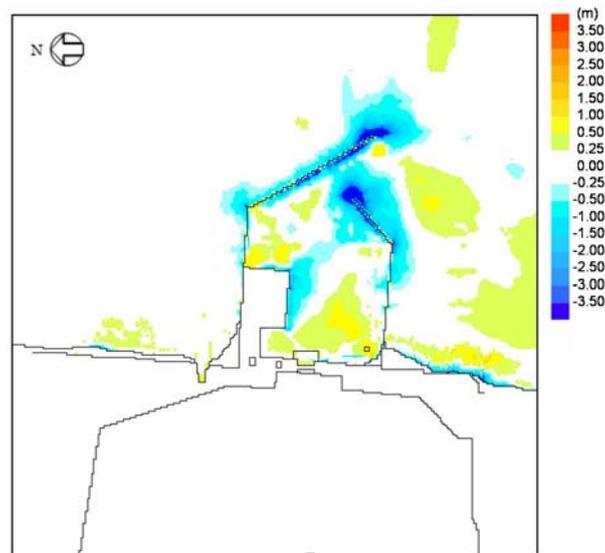
第 2 図 (9) 粒径加積曲線 (1998 年 1 月調査, H17)

第2表 取水口前面の堆積厚さ

基準津波	粒径	取水口前面
上昇側	D ₅₀ 相当 (0.15mm)	0.33m
	D ₁₀ 相当 (0.10mm)	0.31m
	D ₉₀ 相当 (1.8mm)	0.13m
下降側	D ₅₀ 相当 (0.15mm)	0.19m
	D ₁₀ 相当 (0.10mm)	0.18m
	D ₉₀ 相当 (1.8mm)	0.02m

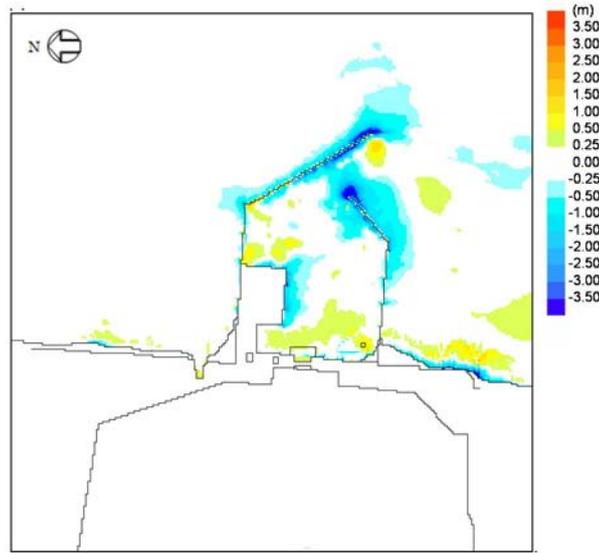
※高橋他 (1999), 浮遊砂上限濃度 1%

水位上昇側

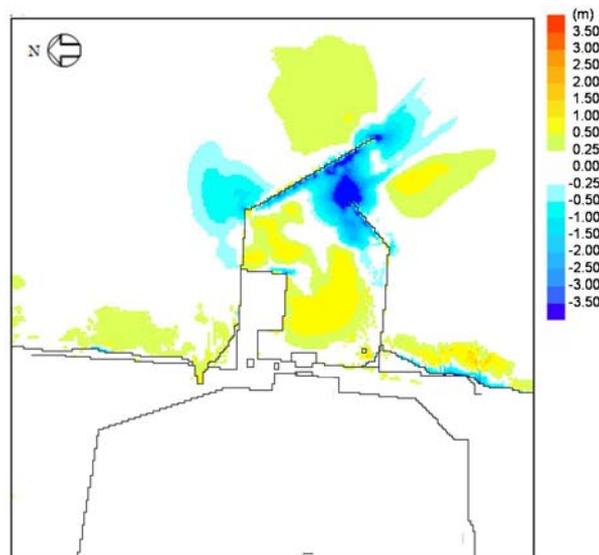


第3図 (1) 堆積侵食分布図 D₅₀相当 (0.15mm)

5条 添付1 3-6



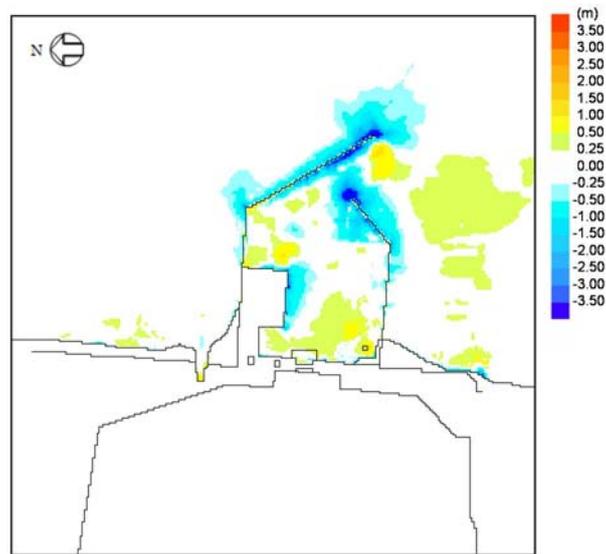
第 3 图 (2) 堆積侵食分布図 D_{10} 相当 (0.10mm)



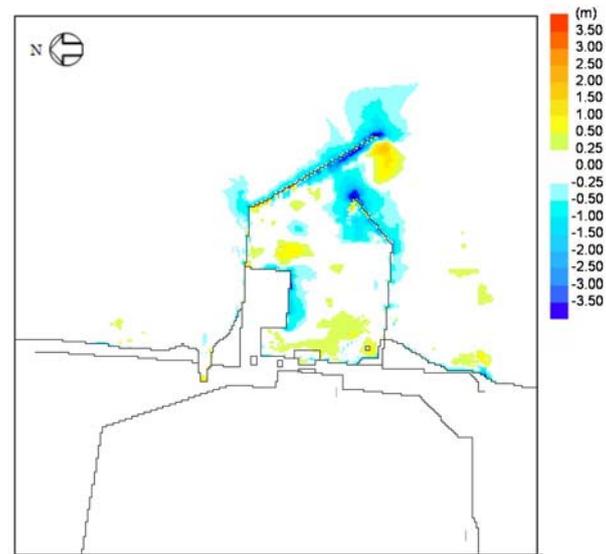
第 3 图 (3) 堆積侵食分布図 D_{90} 相当 (1.8mm)

5 条 添付 1 3-7

水位下降側

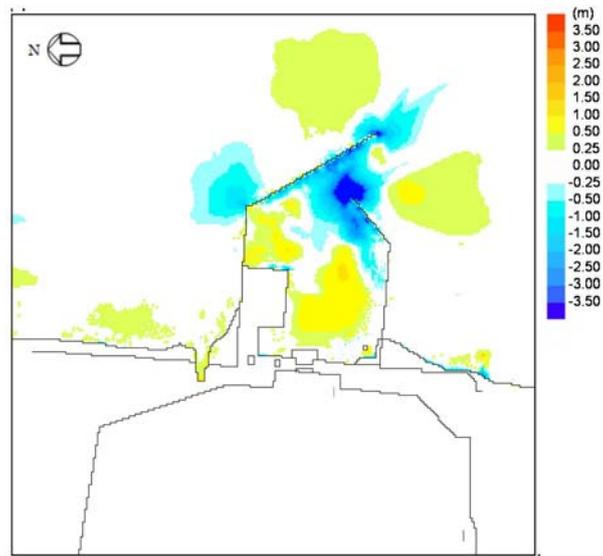


第3図(4) 堆積侵食分布図 D_{50} 相当 (0.15mm)



第3図(5) 堆積侵食分布図 D_{10} 相当 (0.10mm)

5条 添付1 3-8



第 3 図 (6) 堆積侵食分布図 D_{90} 相当 (1.8mm)

3. 防波堤をモデル化しない状態での影響評価

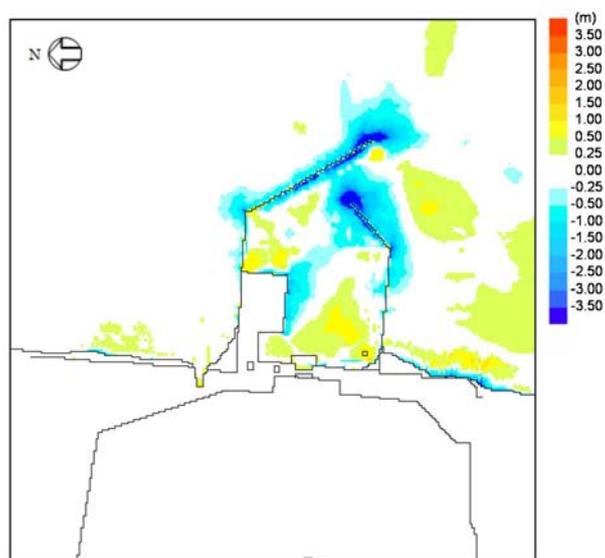
砂移動評価においては、防波堤は健全な状態と仮定して解析を実施している。ここでは、影響評価として、地震時における防波堤の損傷を考慮して、保守的に防波堤をモデル化しない状態とした砂移動解析を実施し、堆積厚さへの影響を検討した。なお、解析条件は「2. 粒径のパラメータスタディ」と同様に、高橋他（1999）を参考に、平均粒径を用いて実施した。

評価結果を第3表に示し、堆積侵食分布図を第4図に示す。防波堤の有無による堆積厚さの変化は評価地点による違いが多少あるものの、最大堆積厚さについては大差なく、防波堤の有無による影響は小さい。

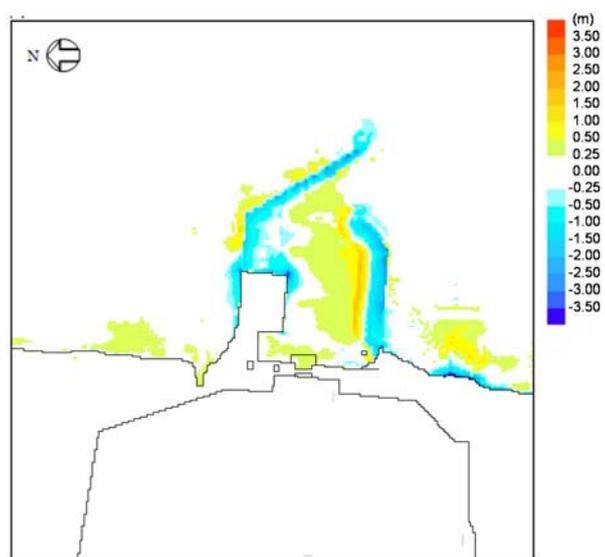
第3表 取水口前面の堆積厚さ

基準津波	防波堤	取水口前面
上昇側	あり	0.33m
	なし	0.36m
下降側	あり	0.19m
	なし	0.23m

※高橋他（1999），浮遊砂上限濃度1%

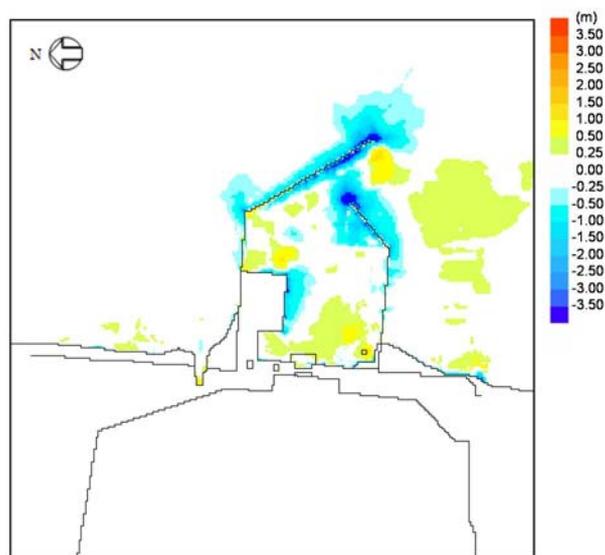


第 4 図 (1) 堆積侵食分布図 防波堤あり

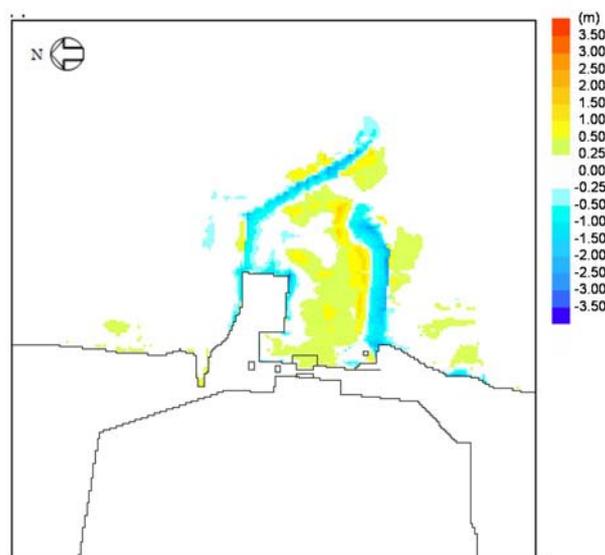


第 4 図 (2) 堆積侵食分布図 防波堤なし

水位下降側



第 4 図 (3) 堆積侵食分布図 防波堤あり



第 4 図 (4) 堆積侵食分布図 防波堤なし

4. 平均粒径よりも大きな粒径を有する砂の浮遊可能性評価

非常用海水ポンプによる取水とともに海水系に混入する微小な浮遊砂は、ポンプ出口の海水ストレーナを通過した後、海水系の各機器に供給され、最終的に放水ピットから放水される。大きな粒径を有する砂が供給される場合は、非常用海水ポンプの軸固着または海水系機器の閉塞が懸念されることから、ここでは平均粒径よりも大きな粒径を有する砂の浮遊可能性について、一般的な技術知見を用いて評価を実施した。

砂移動に関する技術知見としては、①沈降速度、②移動形態、③底面摩擦速度の関係がある。

① 沈降速度（Rubey 式（河川・海岸の砂移動で一般的に使用））

$$\frac{w_f}{\sqrt{sgd}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{sgd^3}}$$

w_f : 土砂の沈降速度, s : 土砂の水中比重, g : 重力加速度 (=9.8), d : 土砂の粒径

ν : 水の動粘性係数 ($\approx 1.0 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$)

② 移動形態※（荒井・清水「現場のための水理学3」）

掃流卓越領域..... $\frac{u^*}{w_f} < 1.08$

掃流・浮遊の混在領域..... $1.08 < \frac{u^*}{w_f} < 1.67$

浮遊卓越領域..... $1.67 < \frac{u^*}{w_f}$

u^* : 摩擦速度

※ 土砂粒子の浮遊速度と沈降速度の関係から導出した理論式。

③ 底面摩擦速度（岩垣式（河川・海岸の砂移動で一般的に使用））

$$d \geq 0.303 \text{ cm}; u_{*c}^2 = 80.9d$$

$$0.118 \leq d \leq 0.303 \text{ cm}; = 134.6d^{31/32}$$

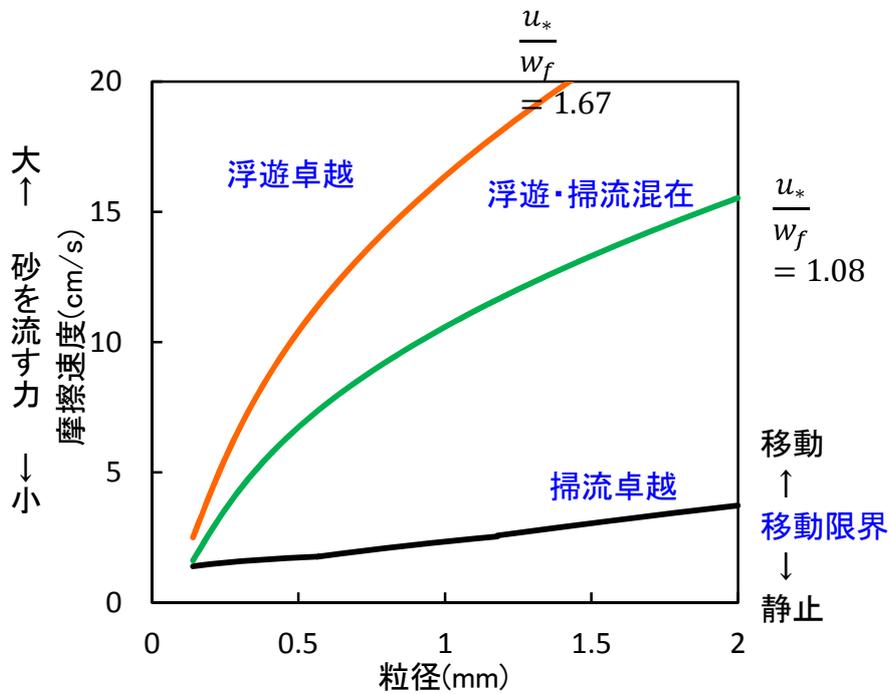
$$0.0565 \leq d \leq 0.118 \text{ cm}; = 55.0d$$

$$0.0065 \leq d \leq 0.0565 \text{ cm}; = 8.41d^{11/32}$$

$$d \leq 0.0065 \text{ cm}; = 226d$$

u_{*c} : 底面摩擦速度

①～③を整理すると第5図となり、平均粒径よりも大きな粒径を有する砂は浮遊しにくい。



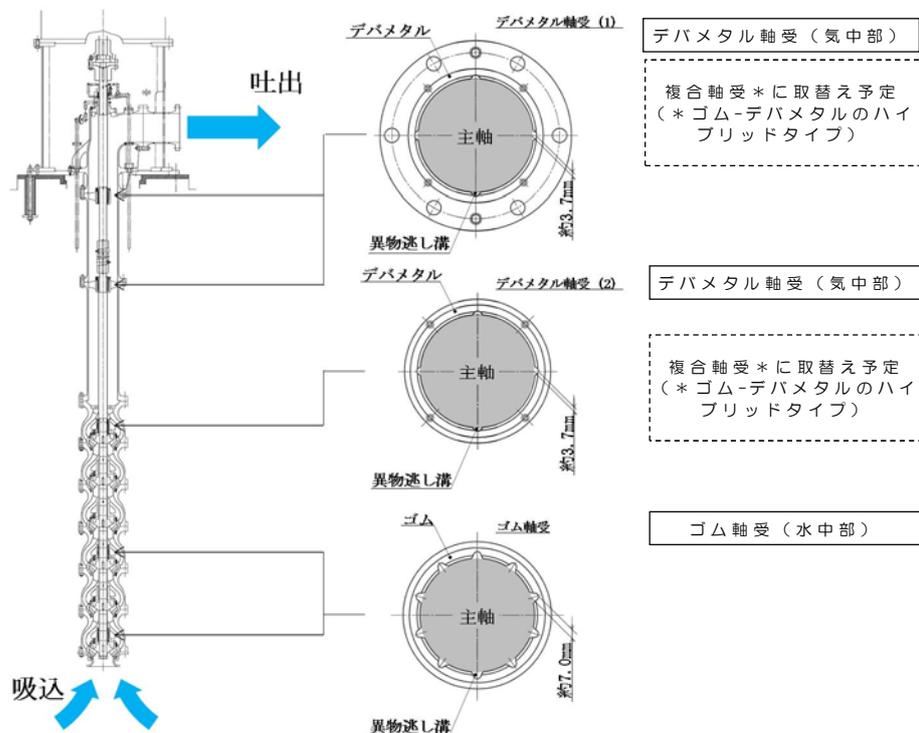
第5図 摩擦速度と粒径の関係

非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性について

1. 非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性について

東海第二発電所の非常用海水ポンプは、海水取水時に海水中に含まれる浮遊砂を吸い込み、軸受隙間に入り込む可能性を考慮し、砂が混入してもこれを排出することで機能維持可能な設計としている（第1図）。また、これまでの運転実績から、浮遊砂混入によるトラブルは発生していない。

しかしながら、津波発生時は、津波により海底の砂が巻き上げられ、通常よりも浮遊砂環境が厳しくなる可能性があることから、既設のデバメタル軸受については、浮遊砂に対する耐性の高い複合軸受に取替える計画とし、試験装置を用い、高濃度の浮遊砂濃度を模擬した試験を実施し、非常用海水ポンプ軸受の耐性を評価する。

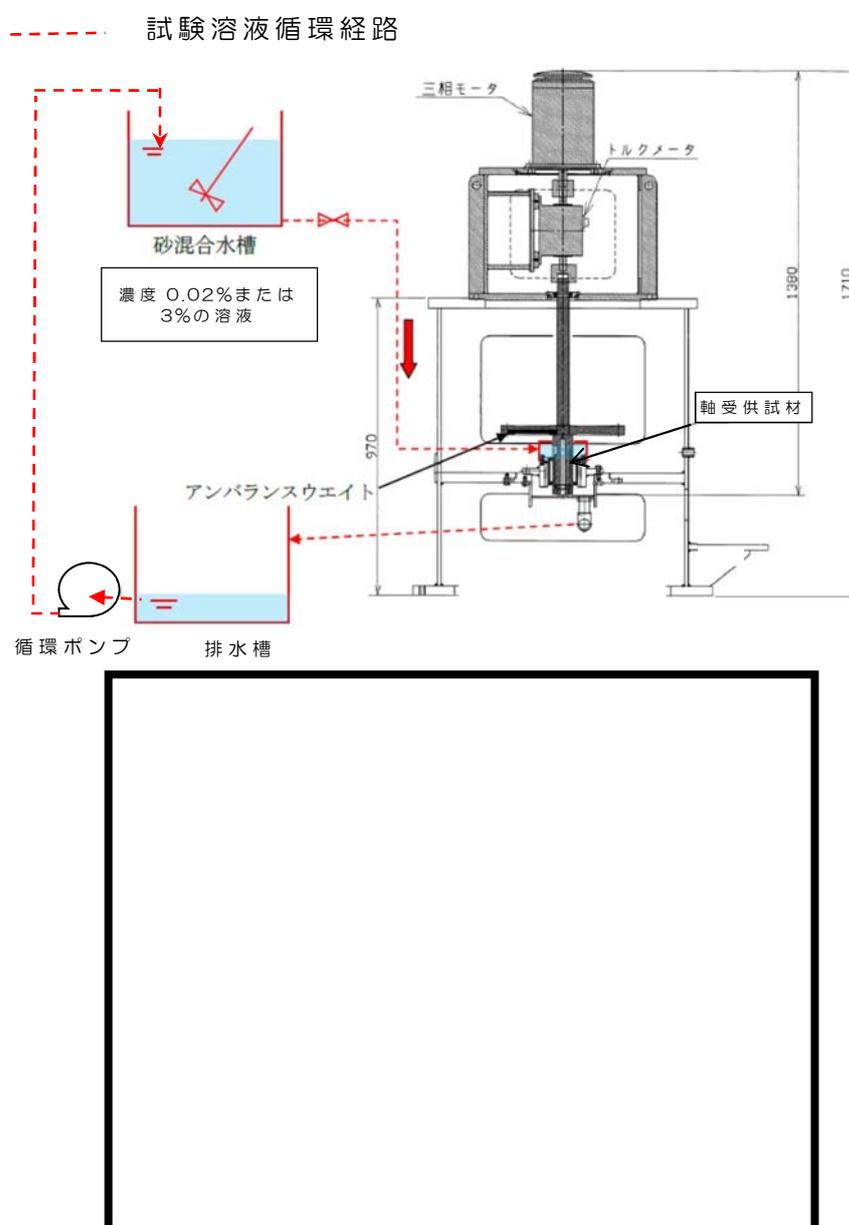


第1図 非常用海水ポンプ断面図，軸受図

2. 軸受摩耗試験

試験装置に、軸受供試材を取り付けて一定時間運転し、運転前後の供試材寸法測定により摩耗量を求めた。試験溶液の砂濃度は、通常運転時模擬濃度(0.02[wt%])及び高濃度(3[wt%])を設定し、試験時間を通して、連続的にこの濃度の溶液が軸受に供給される試験系統とした。

試験装置の概略構成図を第2図に示す。



第2図 試験装置概略図

軸受供試材は、既設のゴム軸受（水中部）と、複合軸受（デバメタル軸受（気中部）から取替を計画している軸受^{*}）の供試材を用いた。

第1表に、軸受摩耗試験条件を示す。

※以下のとおり東海第二発電所と類似環境で運用される同型式の海水ポンプに採用実績がある。また、良好な運転実績（軸受に起因する不具合なし）がある。

- A原子力発電所 a 号炉
- A原子力発電所 b 号炉
- B原子力発電所 a 号炉
- B原子力発電所 b 号炉
- B原子力発電所 c 号炉
- B原子力発電所 d 号炉
- C原子力発電所 a 号炉

第1表 軸受摩耗試験条件

項目	試験条件
回転数 [m/s]	試験装置：5(実機：9.4 ^{*1})
面圧 [kPa]	3.7 ^{*2}
砂粒径 [mm]	0.15
軸受供試材材料	ゴム，複合型
試験時間[hr]	5

*1：試験時摩耗量に9.4/5を乗じて実機周速に補正

*2：回転体アンバランスによる実機の振れ回りを再現した荷重

軸受摩耗試験結果から、寿命評価式（①式）を用いて比摩耗量 K_1 を算出した結果を以下に示す。

$$T_1 = \frac{\sigma}{PVK_1} \dots \textcircled{1} \quad (\text{機械工学便覧参照})$$

- K_1 : 比摩耗量 [mm^2 / kgf]
 σ : 摩耗量 [mm]
 P : 軸受面圧 [kgf / mm^2]
 V : 周速 [mm / s]
 T_1 : 摩耗量 σ に至るまでの時間 [s]

【ゴム軸受】

0.02[wt%]濃度時の比摩耗量 K_1 (ω_0)	$2.74 \times 10^{-7} [\text{mm}^2 / \text{kgf}]$
3[wt%]濃度時の比摩耗量 K_1 (ω)	$4.64 \times 10^{-6} [\text{mm}^2 / \text{kgf}]$

【複合軸受】

0.02[wt%]濃度時の比摩耗量 K_1 (ω_0)	$9.41 \times 10^{-7} [\text{mm}^2 / \text{kgf}]$
3[wt%]濃度時の比摩耗量 K_1 (ω)	$5.76 \times 10^{-6} [\text{mm}^2 / \text{kgf}]$

$K_1 \omega_0$: 0.02[wt%]における比摩耗量

$K_1 \omega$: 3 [wt%]における比摩耗量

3. 軸受寿命評価(0.02[wt%], 3[wt%])

試験時、基準津波時の浮遊砂濃度(評価点)が未知であったことから、通常時を模擬した浮遊砂濃度(0.02[wt%])と、基準津波時に予想される高濃度を包絡すると予想される濃度(3[wt%])で摩耗量を実測し、比摩耗量の評価及び軸受寿命を算出した。

第2表 比摩耗量と軸受寿命(0.02[wt%], 3[wt%])

0.02%試験実測値							
軸受/濃度	摩耗量(平均)	面圧[kgf/mm2]	周速[mm/s2]	比摩耗量	許容隙間	軸受寿命(sec)	軸受寿命(hr)
ゴム軸受/ 0.02%	0.0171	0.00037	9400	2.73145E-07	1.012	1065263.158	295.9064327
複合軸受/ 0.02%	0.0589	0.00037	9400	9.40834E-07	1.012	309269.9491	85.90831919
3%試験実測値							
軸受/濃度	摩耗量(平均)	面圧[kgf/mm2]	周速[mm/s2]	比摩耗量	許容隙間	軸受寿命(sec)	軸受寿命(hr)
ゴム軸受/ 3%	0.5814	0.00037	9400	4.64347E-06	1.012	62662.5387	17.40626075
複合軸受/ 3%	0.7201	0.00037	9400	5.75123E-06	1.012	50592.9732	14.05360367

摩耗量(平均): 軸受試験前と試験後の寸法差の平均
 面圧: 実機を模擬した面圧
 周速: 実機周速
 比摩耗量: ①式にて算出
 許容隙間: 設計許容隙間
 軸受寿命: 初期隙間が許容隙間に至るまでの時間

4. 軸受寿命評価(0.48[wt%])

基準津波時の砂移動解析結果から、非常用系海水ポンプ室近傍の浮遊砂濃度は、0.18[vol%]との結果が得られたことから、砂の密度2.72[g/cm³]を乗じて重量濃度0.48[wt%]に換算した上で、比摩耗量の式(②)を参考に、0.02wt%と3wt%の試験結果から、浮遊砂濃度0.48[wt%]における比摩耗量を算出した。

なお、比摩耗量の式(②)は公開文献「立軸ポンプセラミックス軸受に関する研究」*から引用している。この公開文献では、200～3000ppmのスラリー濃度の軸受摩耗量を測定しており、比摩耗量とスラリー濃度との間には相関関係があると結論づけられており、この知見を参考とした。

$$\frac{\omega}{\omega_0} = \left[\frac{C_\omega}{C_0} \right]^{0.9} \dots \textcircled{2}$$

*出典：立軸ポンプセラミックス軸受に関する研究，湧川ほか（日本機械学会論文集（B編）53巻491号（昭62-7）、pp.2094~2098

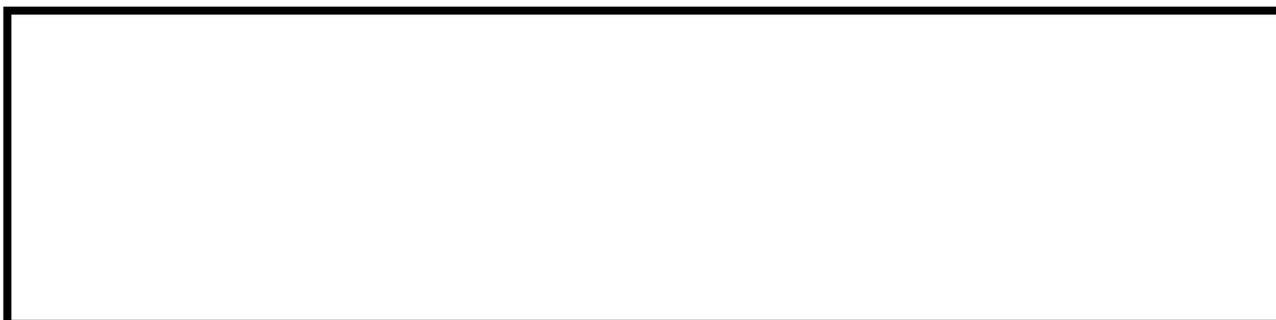
②式を参考とし、0.02[wt%]の比摩耗量と3[wt%]の比摩耗量の2点間が線形近似できると評価し、以下の式にて0.48[wt%]におけるゴム軸受と複合軸受の比摩耗量を算出した。

【ゴム軸受】



比摩耗量 $k = 1.64748 \times 10^{-6} [\text{mm}^2 / \text{kgf}] \dots \textcircled{3}$

【複合軸受】



比摩耗量 $k = 2.9662 \times 10^{-6} [\text{mm}^2 / \text{kgf}] \dots \textcircled{4}$

③及び④を元に寿命評価した結果、隙間許容値に至るまでの運転時間は、第3表のとおり、ゴム軸受で約49時間、複合軸受で約27時間と評価した。

第3表 比摩耗量と軸受寿命(0.48wt%)

0.48wt%(評価濃度)における寿命評価							
軸受/濃度	摩耗量(平均)	面圧[kgf/mm2]	周速[mm/s2]	比摩耗量	許容隙間	軸受寿命(sec)	軸受寿命(hr)
ゴム軸受/ 0.48	—	0.00037	9400	1.64748E-06	1.012	176616.1197	49.06003324
複合軸受/ 0.48	—	0.00037	9400	2.9662E-06	1.012	98095.94829	27.24887453

浮遊砂濃度と比摩耗量との相関関係を第3図及び第4図に示す。



第3図 浮遊砂濃度と比摩耗量との相関図（ゴム軸受）



第4図 浮遊砂濃度と比摩耗量との相関図（複合軸受）

第4表 砂移動計算の諸条件

	設定値	備考
砂移動モデル	高橋ほか(1999)によるモデル	
マンニングの粗度係数	0.03[m ^{-1/3} ・s]	土木学会(2002)より
浮遊砂体積濃度上限値	1, 3, 5[vol%] うち, 1[vol%]が最もよく砂移動を再現していると確認できたことから, 上限濃度1%時の解析結果を採用	
砂の粒径	0.15[mm]	底質調査より設定
砂粒の密度	2.72[g/cm ³]	底質調査より設定

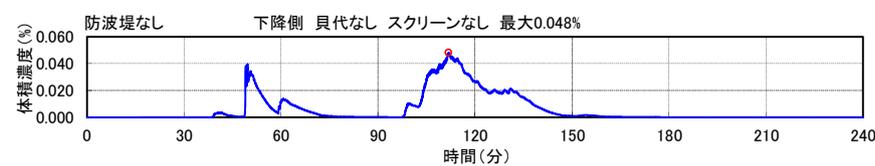
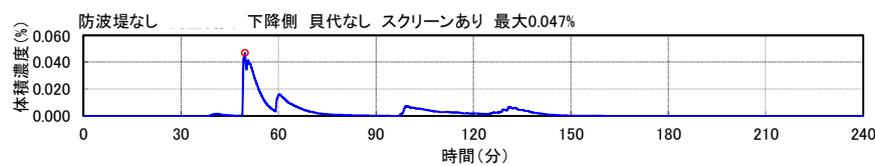
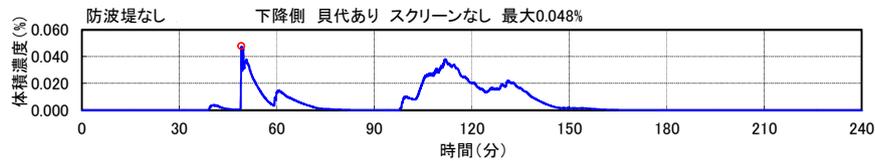
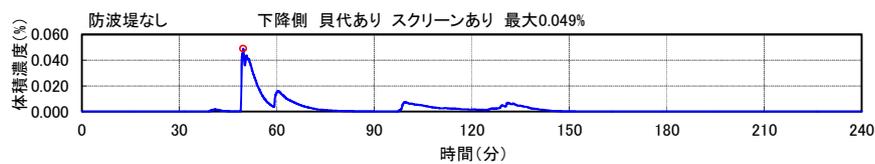
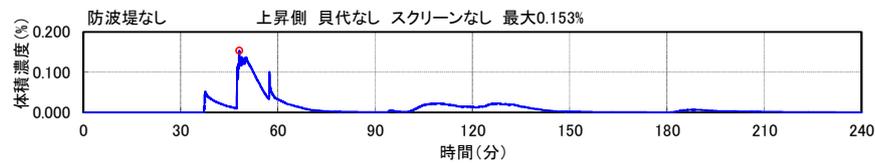
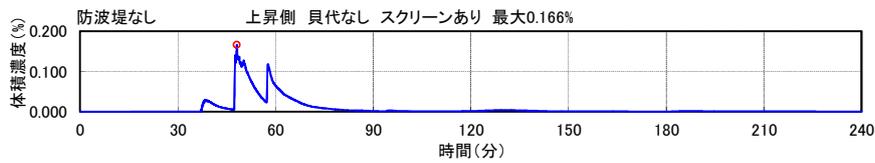
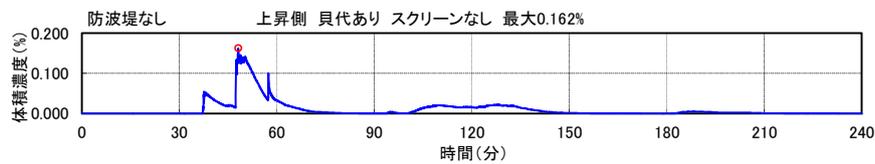
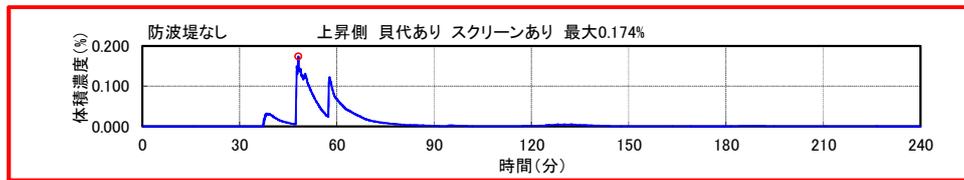
第5表 その他の解析条件

項目	評価条件
海水取水流量[m ³ /hr]	2549.4*
その他の考慮事項	防波堤の有無, スクリーンの有無, 貝代の有無

* 非常用海水ポンプ全台運転、循環水ポンプ、補機冷却系海水ポンプ停止時の流量

5. 浮遊砂濃度のピーク時間の評価

基準津波時の砂移動計算結果から得られた砂濃度の時刻歴グラフを第5図に示す。非常用海水ポンプが設置される全水路（D水路及びE水路）の計算結果から、もっとも高い砂濃度を示すケースを想定しても、基準津波時の浮遊砂濃度のピークは数分で収束し、軸受摩耗試験で設定したような連続5時間の高濃度の状態は認められない。



第5図 浮遊砂濃度時刻歴グラフ

(E水路水位上昇時(防波堤なし, 貝代考慮, スクリーンあり))

5条 添付14-10

6. 総合評価

東海第二発電所の非常用海水ポンプの軸受は、基準津波時に海水中に含まれる浮遊砂（中央粒径0.15mm）が混入しても、砂排出溝（約3.7mm～7.0mm）によりこれを排出することで機能維持可能である。

また、基準津波に伴い巻き上げられた浮遊砂が、軸受に巻き込まれたとしても、ポンプピット近傍が高濃度の浮遊砂の状態にある時間は数分で収束することから、試験結果から得られた運転可能時間で十分包絡でき、非常用海水ポンプの軸受は機能維持可能である。

漂流物の移動量算出の考え方について

漂流物調査の範囲は、漂流物が東海第二発電所へ到達する可能性がある距離から、東海第二発電所から半径約 5km を範囲として設定している。漂流物が到達する可能性がある距離として、津波の流向及び流速とその継続時間から漂流物の移動量を算出している。漂流物の移動量算出の考え方の詳細について、以下に示す。

漂流物の移動量は、東海第二発電所周辺の海域の 18 箇所の抽出地点での流向及び流速より求める。第 1 図に水位、流向及び流速の抽出地点を示す。

津波の流向が発電所の方向へ向かっている時に、漂流物が発電所に接近すると考え、取水口より北側の抽出地点では東から西への方向かつ北から南への方向の流向を抽出し、取水口より南側の抽出地点では東から西への方向かつ南から北への方向の流向を抽出して評価する。また、90° 方向については、東から西へ向かう方向の流向を抽出して評価する。第 2 図に、各抽出地点において考慮する流向の範囲を示す。

流速については、発電所へ向かう流向が継続している間にも流速は刻々と変化しているが、保守的に最大流速が継続しているものと仮定する。

以上より、抽出された流向の継続時間と最大流速の積により漂流物の移動量を算出する。

各抽出地点における各々の抽出された流向について、同様に漂流物の移動量を算出し、最大となった値をその抽出地点の漂流物の移動量とする。

抽出地点（1km, 90°）（防波堤あり）においては、8箇所東から西へ向かう流向となる。これらの抽出された流向のうち、継続時間 37.2 分、最大流速 1.6m/s の時に移動量が最大となり、移動量は 3.6km（3572m）となる。第 3 図に抽出地点（1km, 90°）（防波堤あり）における漂流物の移動量の算出の考え方を示す。

抽出地点（3km, 150°）（防波堤なし）においては、11箇所東から西かつ南から北へ向かう流向となる。これらの抽出された流向のうち、継続時間 9.9 分、最大流速 5.2m/s の時に移動量が最大となり、移動量は 3.1km（3089m）となる。第 4 図に抽出地点（3km, 150°）（防波堤なし）における漂流物の移動量の算出の考え方を示す。

他の抽出地点においても同様に漂流物の移動量を算出する。第 1 表に、各抽出地点における漂流物の移動量の算出結果を示す。

また、第 5-1 図から第 16-3 図に各抽出地点における水位、流速及び流向の時刻歴を示す。

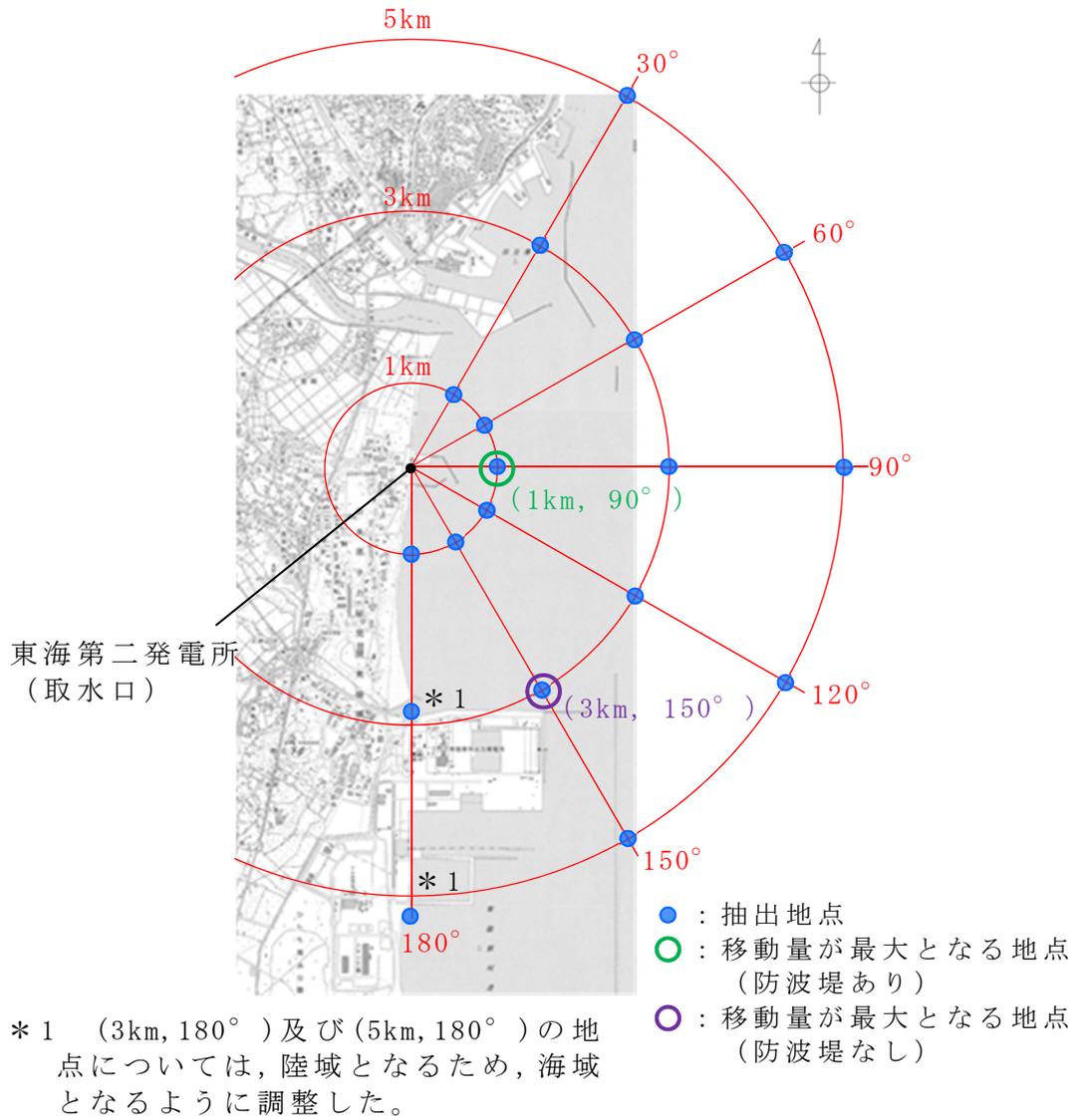
第 1 表 各抽出地点における漂流物の移動量

(防波堤ありの場合)

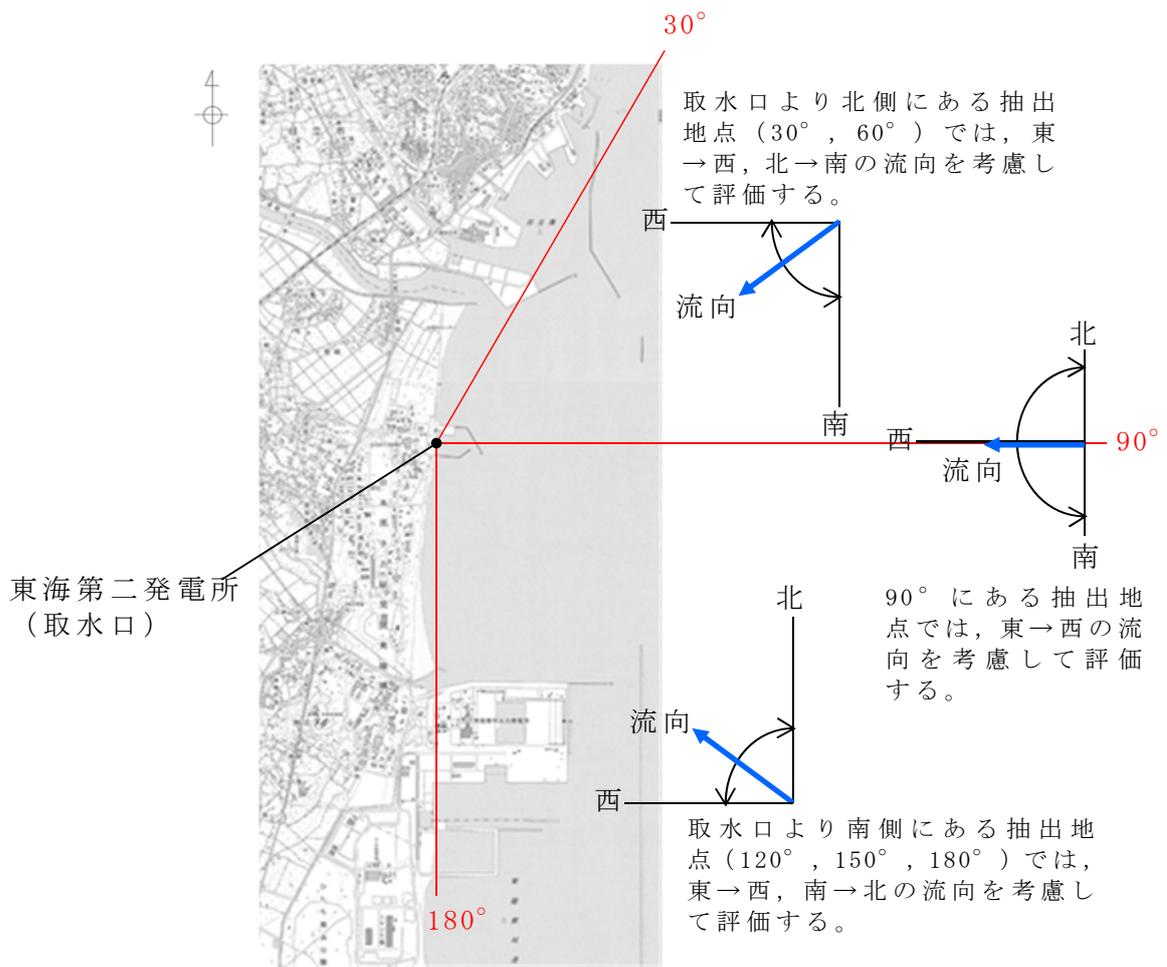
抽出地点	30°	60°	90°	120°	150°	180°
1km	206m	510m	3572m	1275m	2099m	2278m
3km	170m	1131m	1772m	22m	1014m	1512m
5km	429m	572m	1575m	644m	610m	1422m

(防波堤なしの場合)

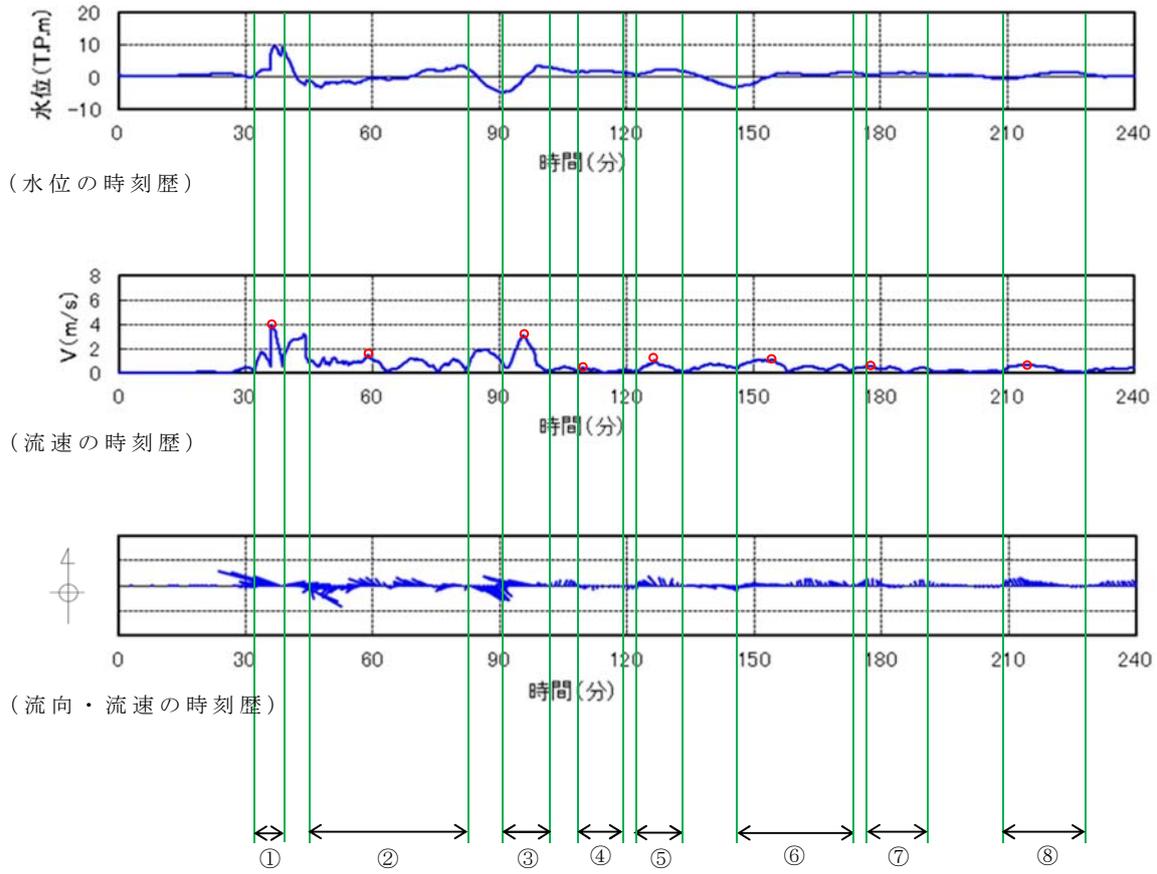
抽出地点	30°	60°	90°	120°	150°	180°
1km	461m	792m	1449m	1268m	1155m	1710m
3km	445m	857m	1772m	1556m	3089m	10m
5km	1232m	1063m	1575m	1575m	1470m	1617m



第 1 図 水位，流向，流速の抽出地点

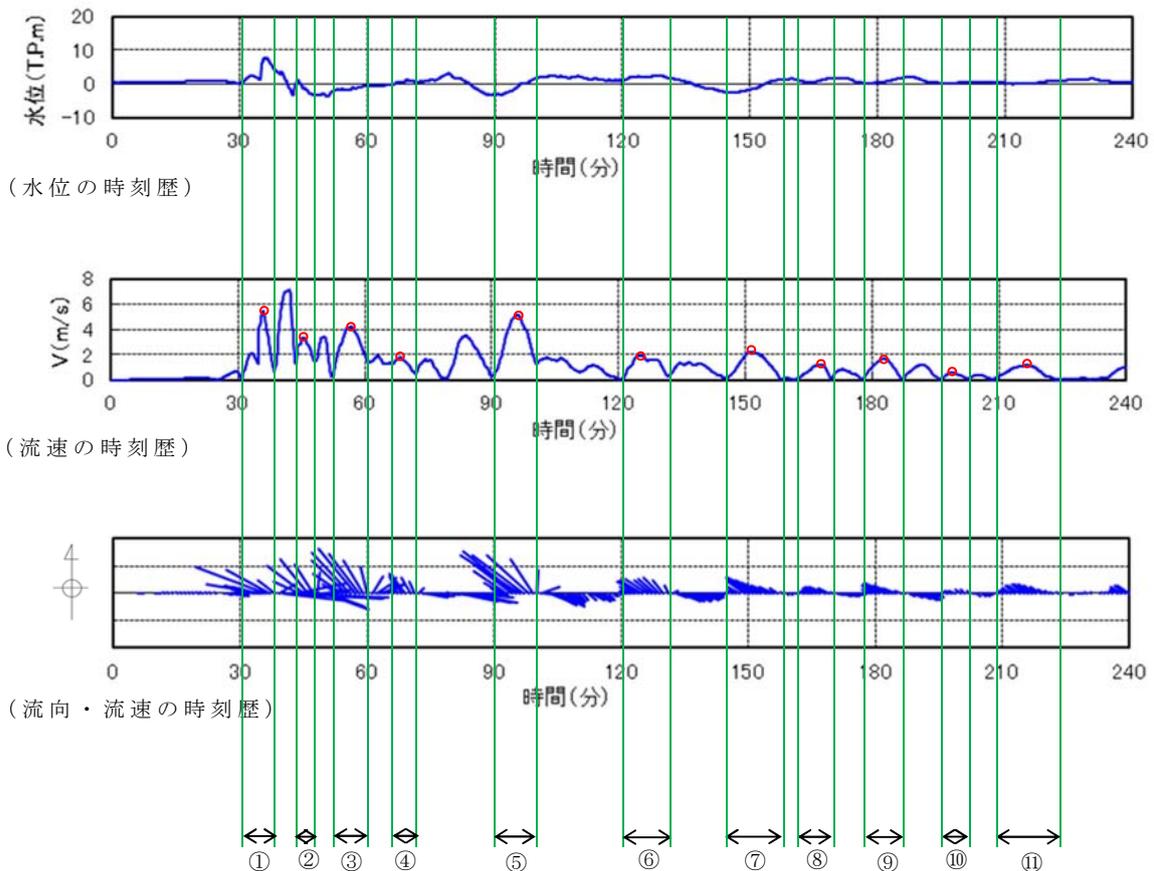


第 2 図 時系列データの抽出地点において考慮する流向の範囲



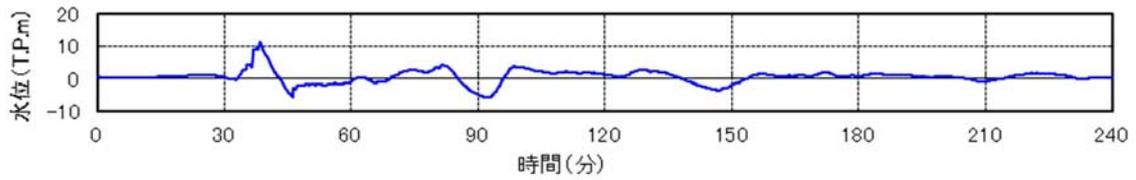
	(継続時間)	×	(最大流速)	=	(移動量)
①	6.9[分]	×	4.0[m/s] × 60	=	1656[m] → 1.7[km]
②	37.2[分]	×	1.6[m/s] × 60	=	3572[m] → <u>3.6[km]</u>
③	10.8[分]	×	3.1[m/s] × 60	=	2009[m] → 2.1[km]
④	10.9[分]	×	0.5[m/s] × 60	=	327[m] → 0.4[km]
⑤	11.1[分]	×	1.1[m/s] × 60	=	733[m] → 0.8[km]
⑥	26.9[分]	×	1.1[m/s] × 60	=	1776[m] → 1.8[km]
⑦	14.5[分]	×	0.6[m/s] × 60	=	522[m] → 0.6[km]
⑧	19.1[分]	×	0.8[m/s] × 60	=	917[m] → 1.0[km]

第3図 抽出地点(1km, 90°)(防波堤あり)における漂流物の移動量の算出の考え方

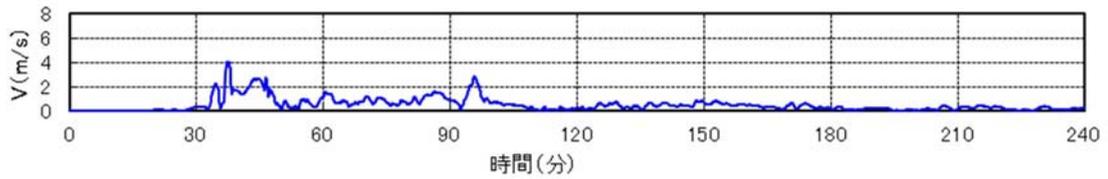


	(継続時間)	×	(最大流速)	=	(移動量)
①	7.9[分]	×	5.5[m/s] × 60	=	2607[m] → 2.7[km]
②	4.5[分]	×	3.4[m/s] × 60	=	918[m] → 1.0[km]
③	8.3[分]	×	4.3[m/s] × 60	=	2142[m] → 2.2[km]
④	5.7[分]	×	1.8[m/s] × 60	=	616[m] → 0.7[km]
⑤	<u>9.9[分]</u>	×	<u>5.2[m/s] × 60</u>	=	<u>3089[m] → 3.1[km]</u>
⑥	10.5[分]	×	2.0[m/s] × 60	=	1260[m] → 1.3[km]
⑦	13.4[分]	×	2.2[m/s] × 60	=	1769[m] → 1.8[km]
⑧	8.8[分]	×	1.3[m/s] × 60	=	687[m] → 0.7[km]
⑨	9.5[分]	×	1.7[m/s] × 60	=	969[m] → 1.0[km]
⑩	6.1[分]	×	0.7[m/s] × 60	=	257[m] → 0.3[km]
⑪	15.6[分]	×	1.2[m/s] × 60	=	1124[m] → 1.2[km]

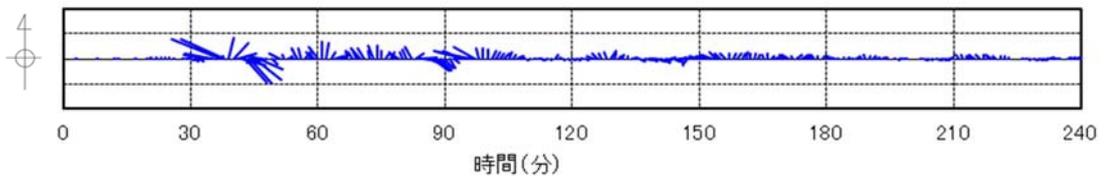
第4図 抽出地点(3km, 150°)(防波堤なし)における漂流物の移動量の算出の考え方



(水位の時刻歴)

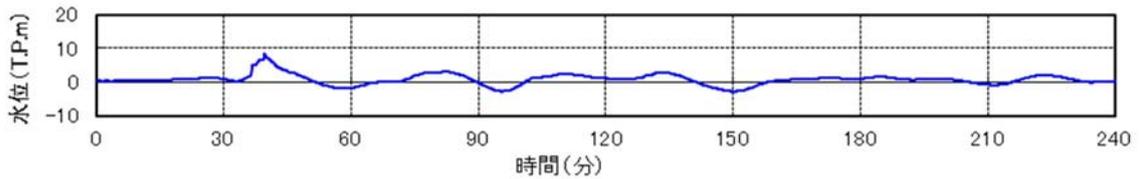


(流速の時刻歴)

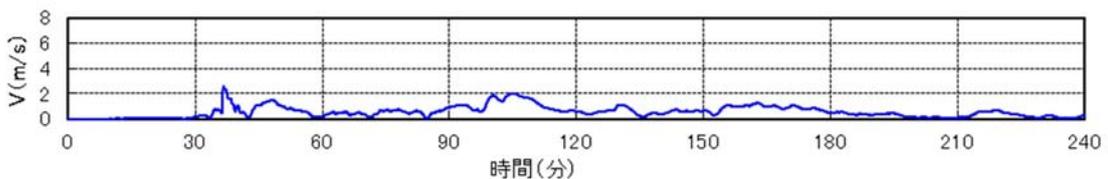


(流向・流速の時刻歴)

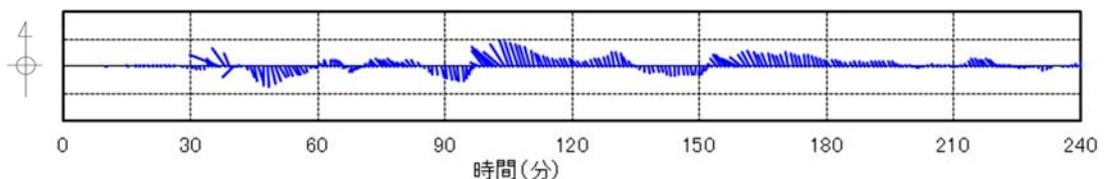
第 5-1 図 抽出地点 (1km, 30°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

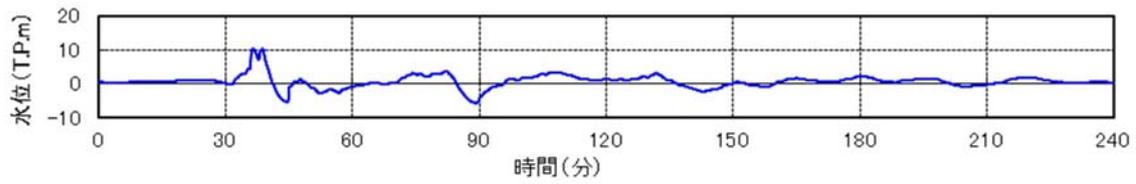


(流速の時刻歴)

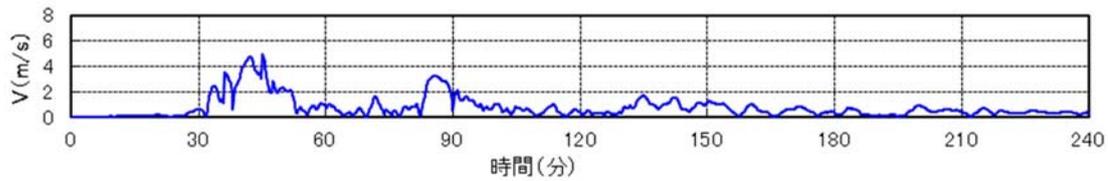


(流向・流速の時刻歴)

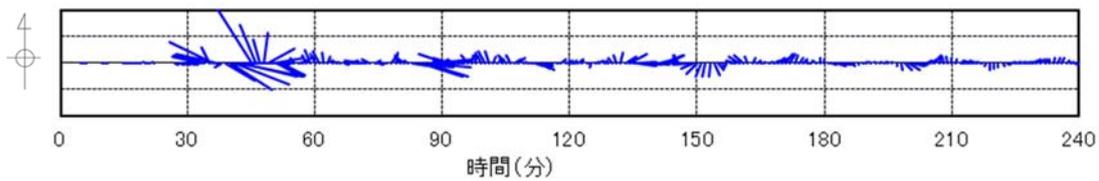
第 5-2 図 抽出地点 (3km, 30°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

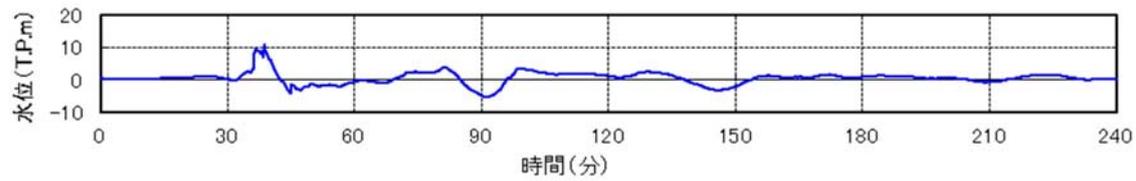


(流速の時刻歴)

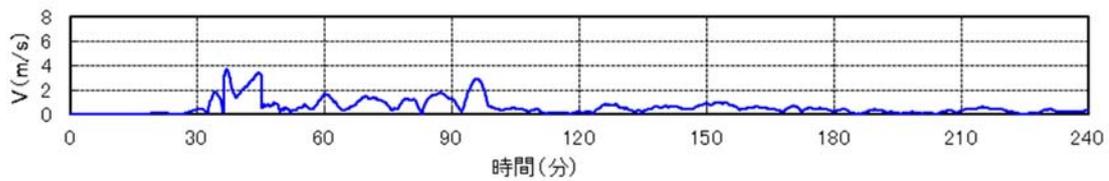


(流向・流速の時刻歴)

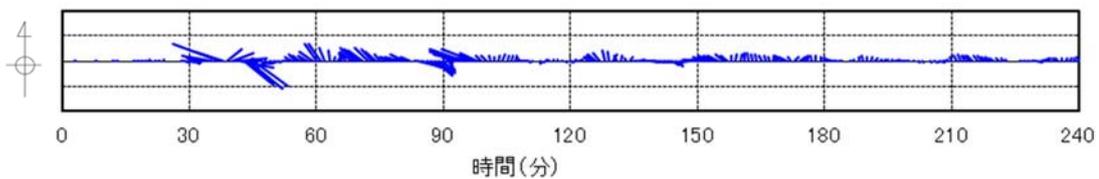
第 5-3 図 抽出地点 (5km, 30°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

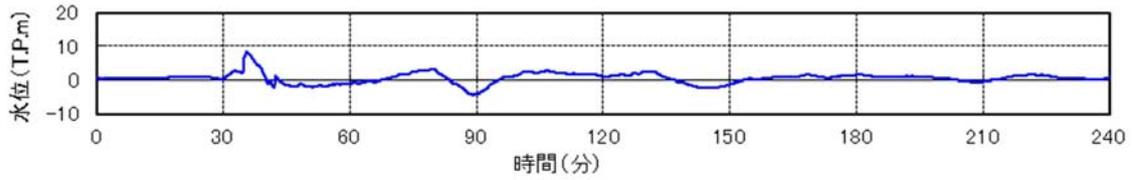


(流速の時刻歴)

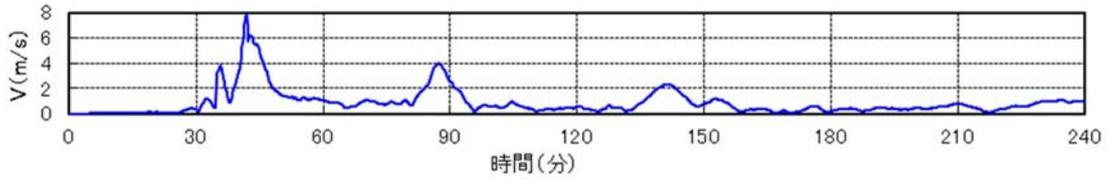


(流向・流速の時刻歴)

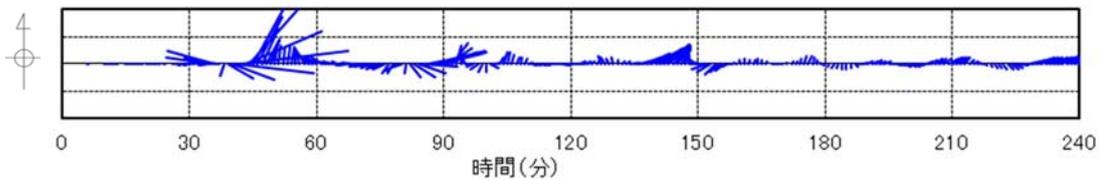
第 6-1 図 抽出地点 (1km, 60°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

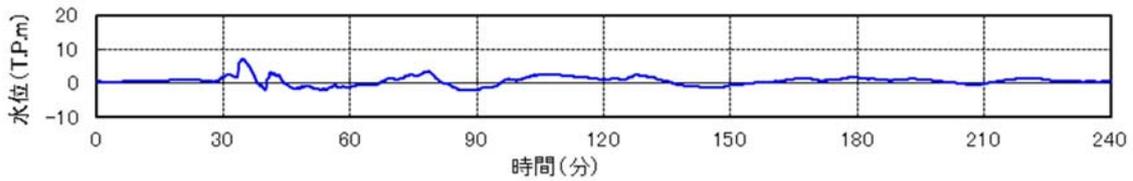


(流速の時刻歴)

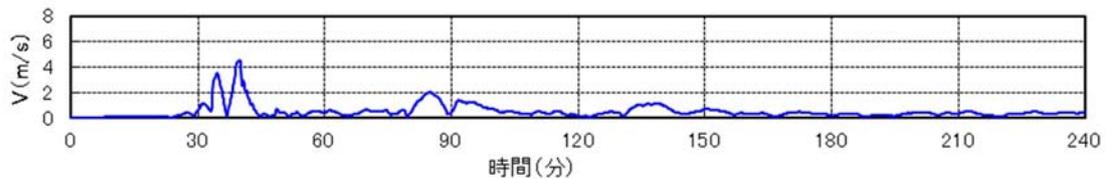


(流向・流速の時刻歴)

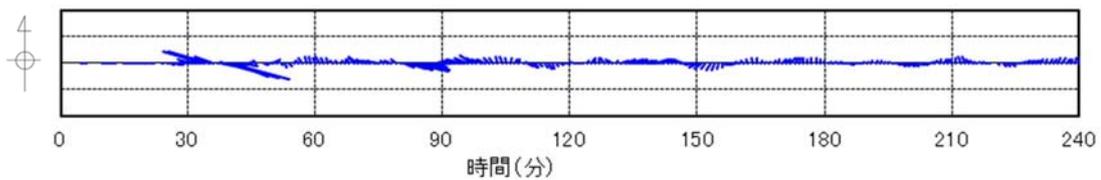
第 6-2 図 抽出地点 (3km, 60°) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

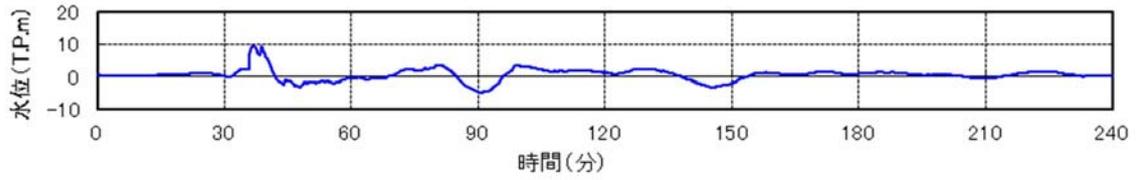


(流速の時刻歴)

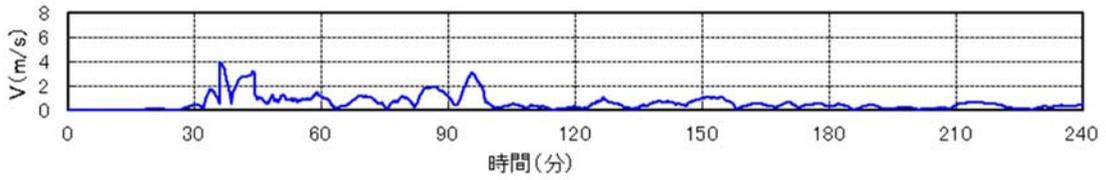


(流向・流速の時刻歴)

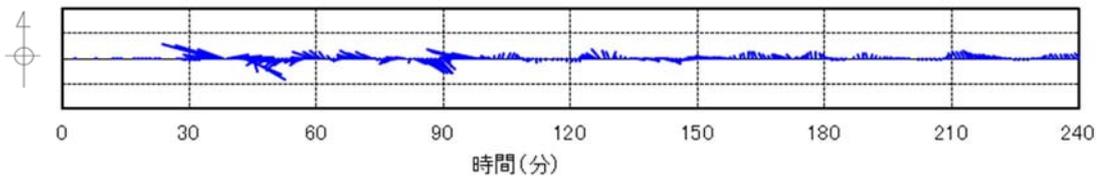
第 6-3 図 抽出地点 (5km, 60°) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

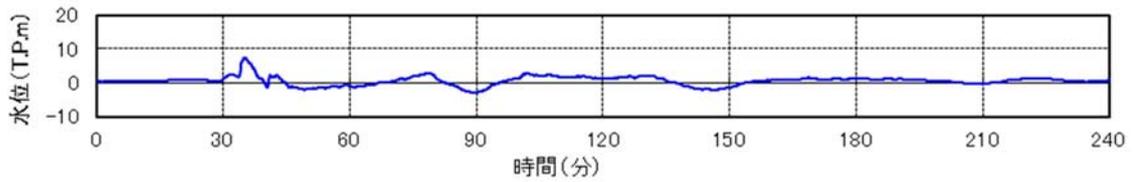


(流速の時刻歴)

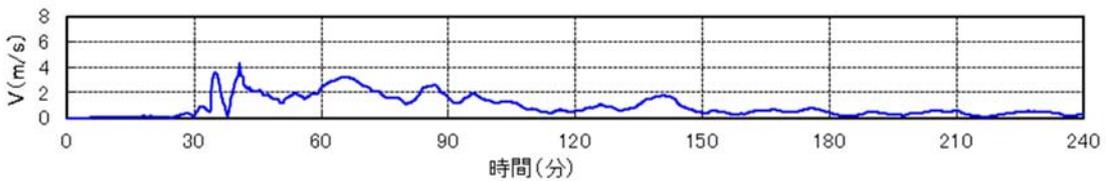


(流向・流速の時刻歴)

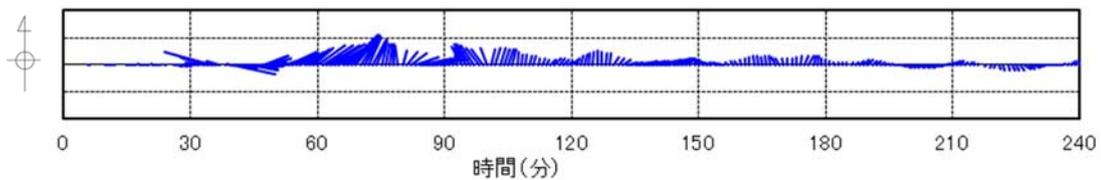
第 7-1 図 抽出地点 (1km, 90°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

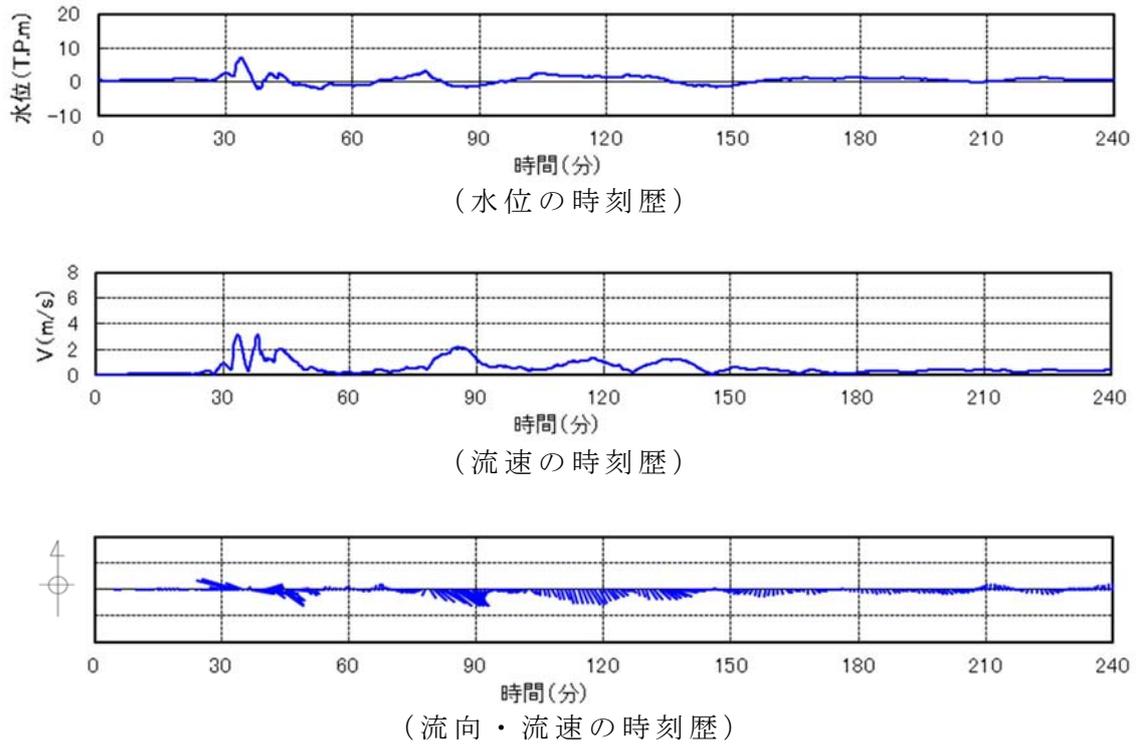


(流速の時刻歴)

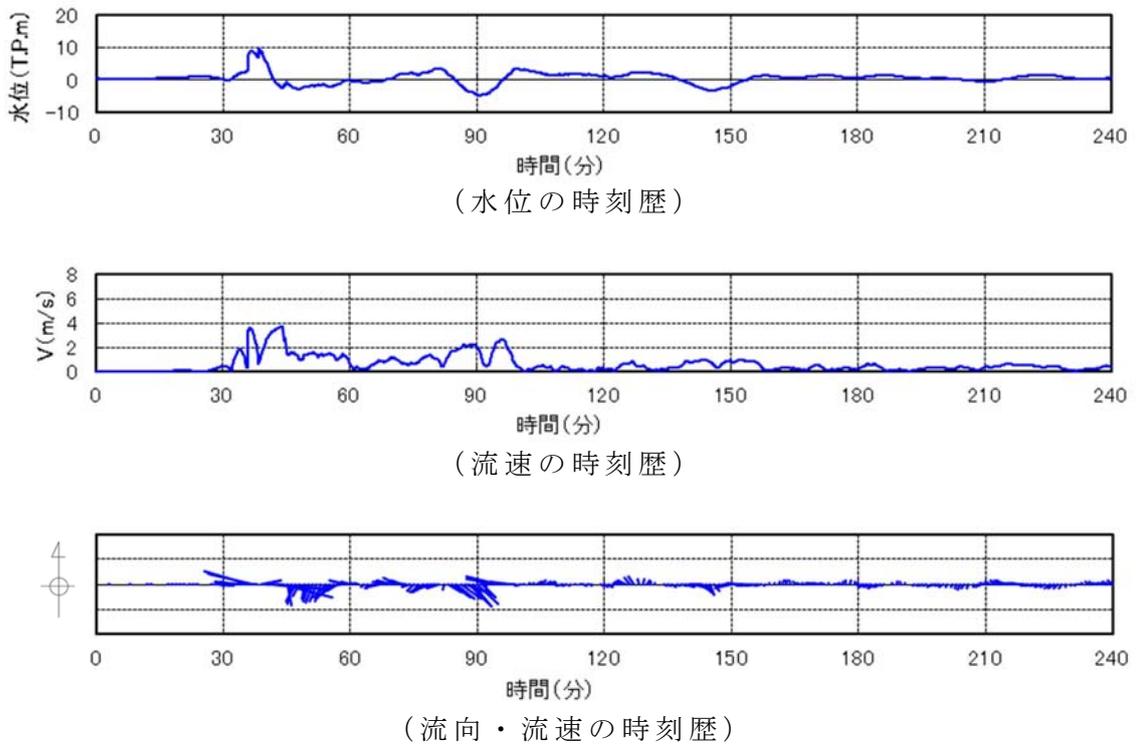


(流向・流速の時刻歴)

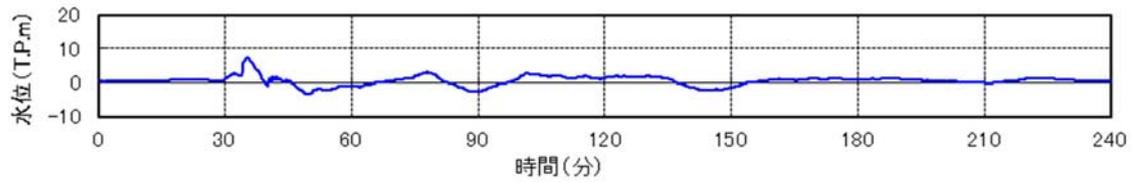
第 7-2 図 抽出地点 (3km, 90°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



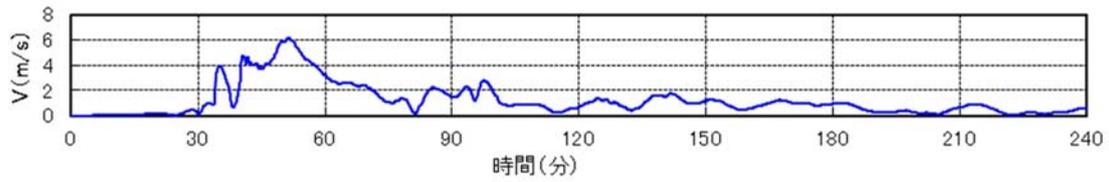
第 7-3 図 抽出地点 (5km, 90°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



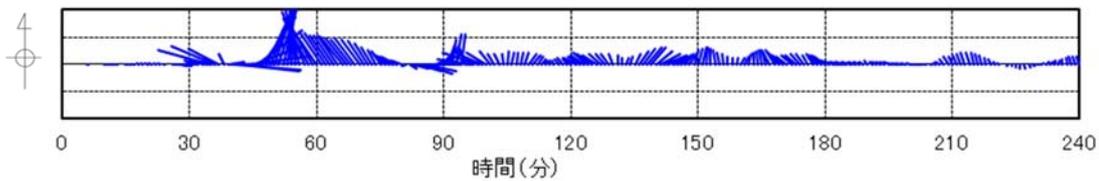
第 8-1 図 抽出地点 (1km, 120°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

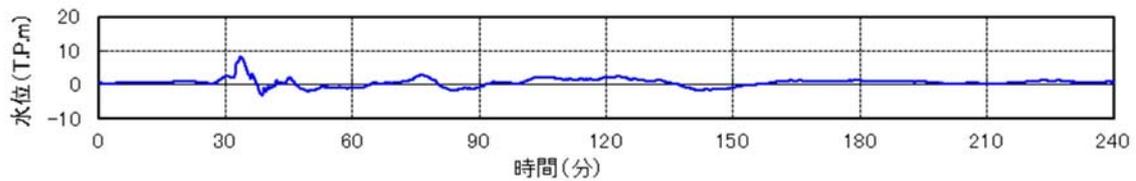


(流速の時刻歴)

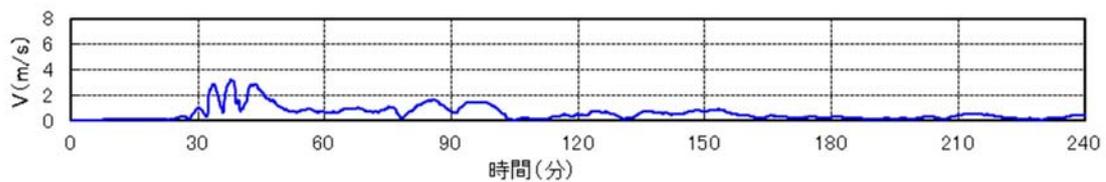


(流向・流速の時刻歴)

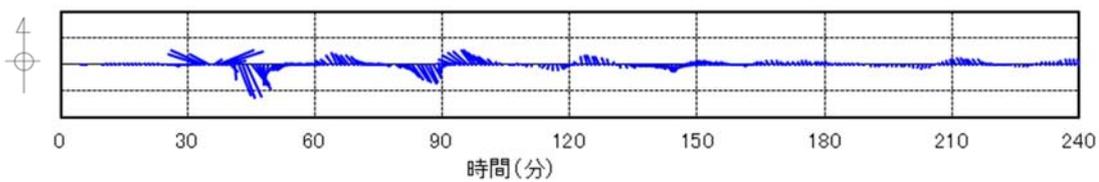
第 8-2 図 抽出地点 (3km, 120°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

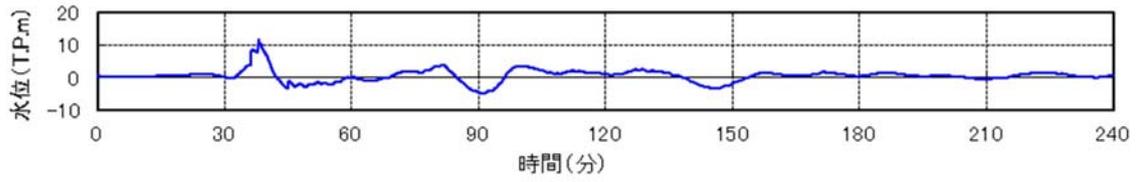


(流速の時刻歴)

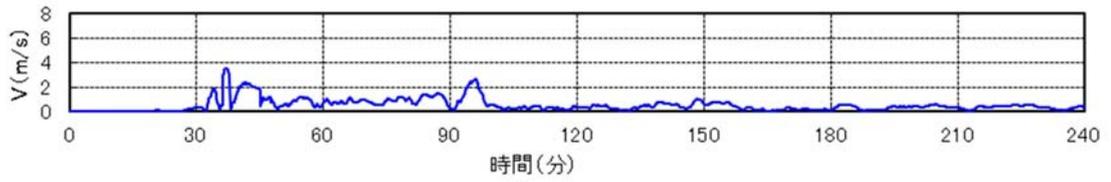


(流向・流速の時刻歴)

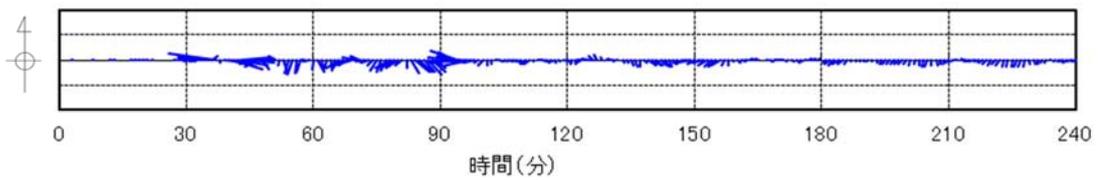
第 8-3 図 抽出地点 (5km, 120°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

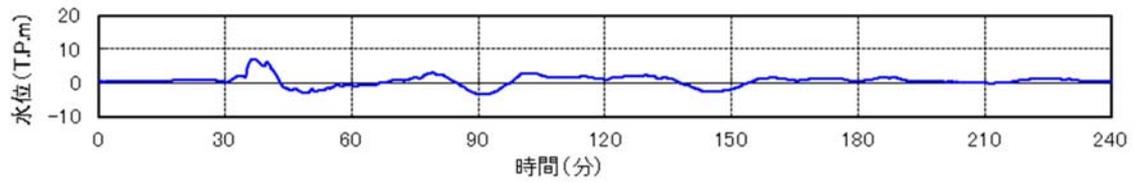


(流速の時刻歴)

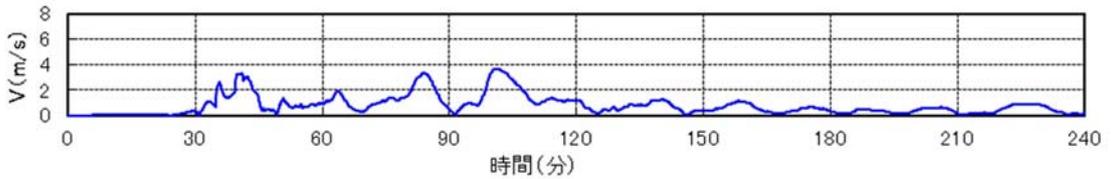


(流向・流速の時刻歴)

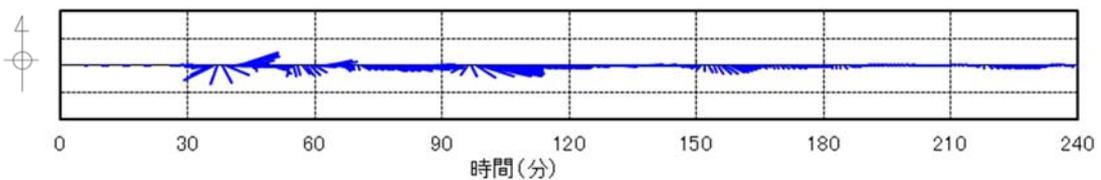
第 9-1 図 抽出地点 (1km, 150°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

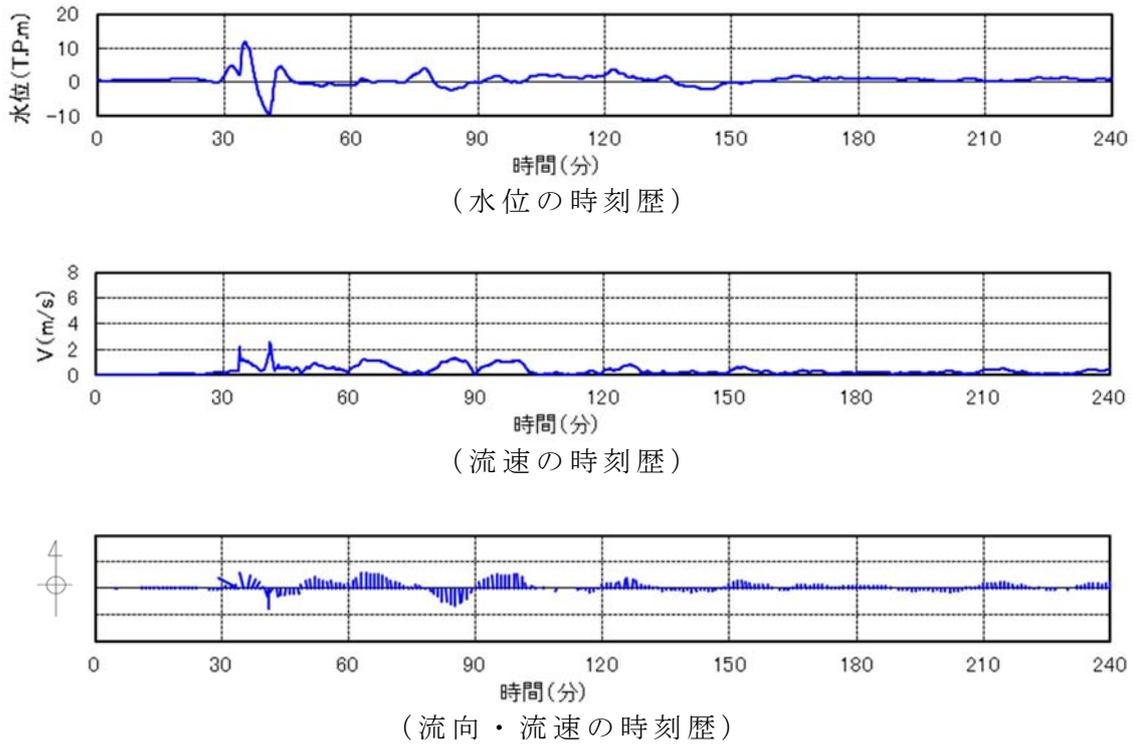


(流速の時刻歴)

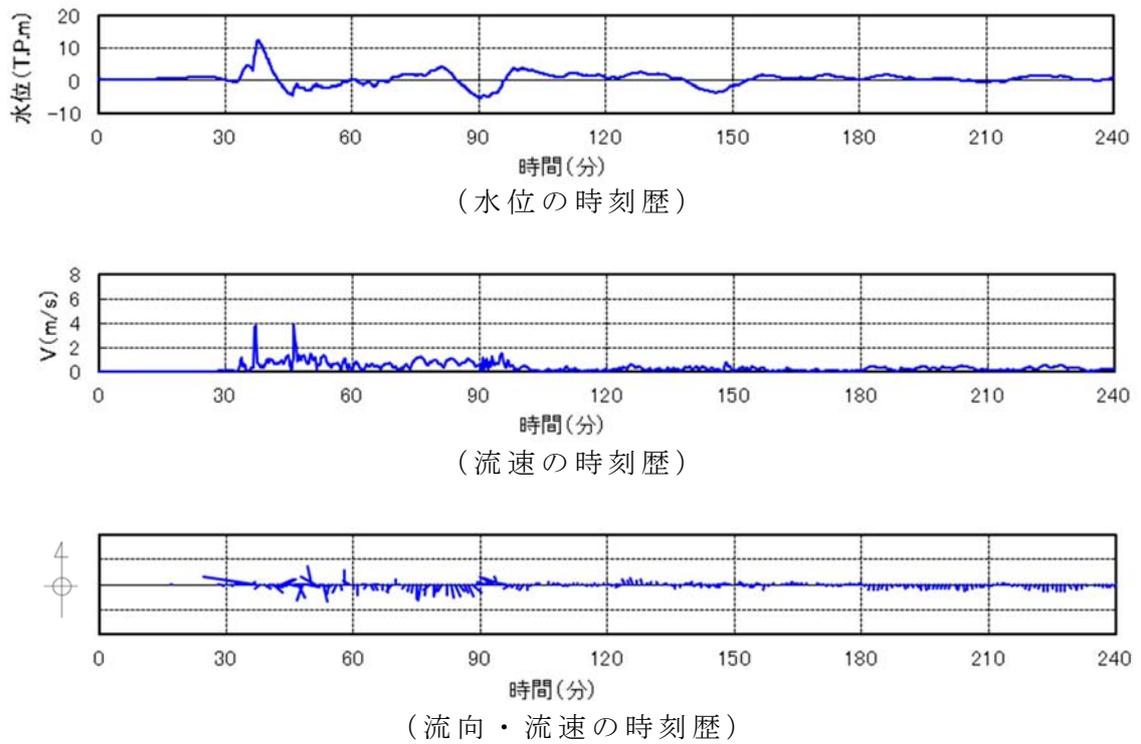


(流向・流速の時刻歴)

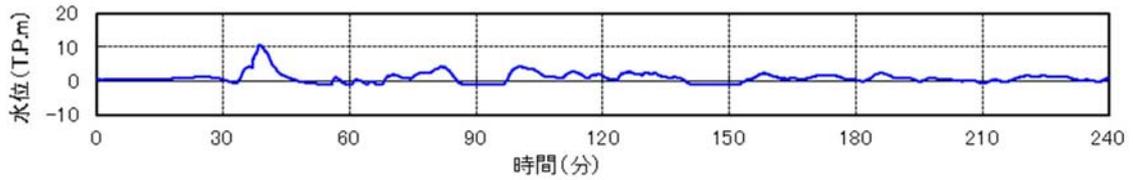
第 9-2 図 抽出地点 (3km, 150°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



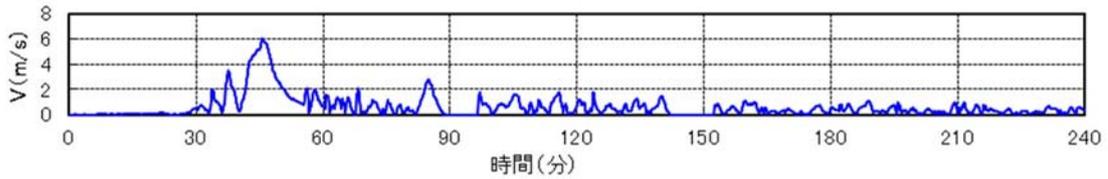
第 9-3 図 抽出地点 (5km, 150°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



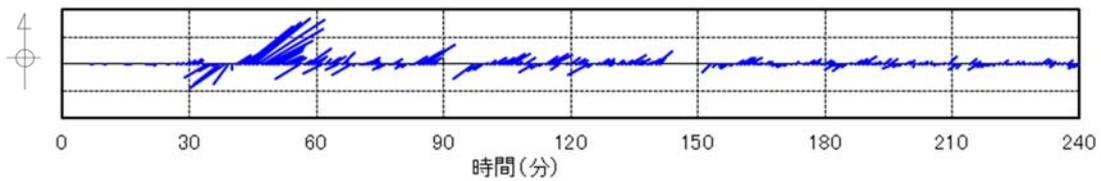
第 10-1 図 抽出地点 (1km, 180°) (防波堤あり)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

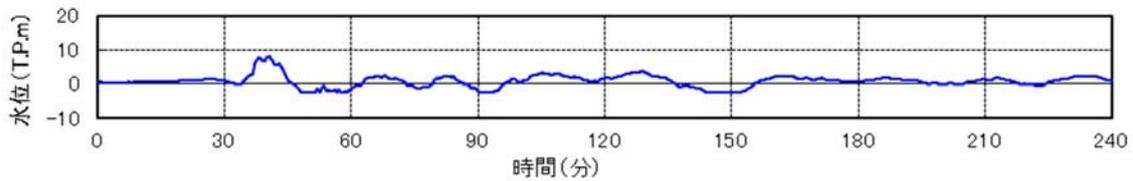


(流速の時刻歴)

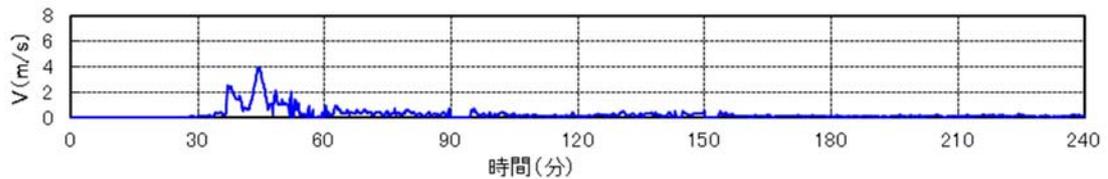


(流向・流速の時刻歴)

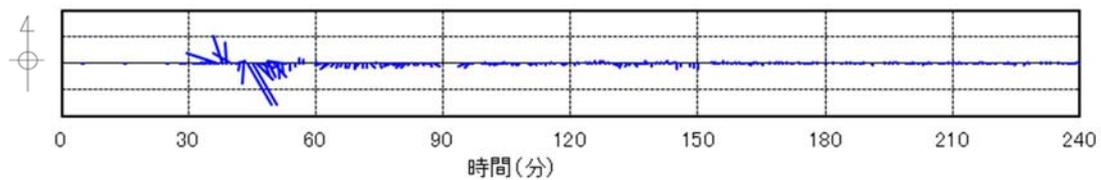
第 10-2 図 抽出地点 (3km, 180°) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

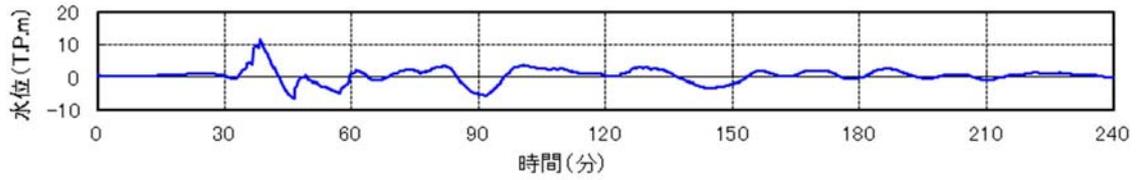


(流速の時刻歴)

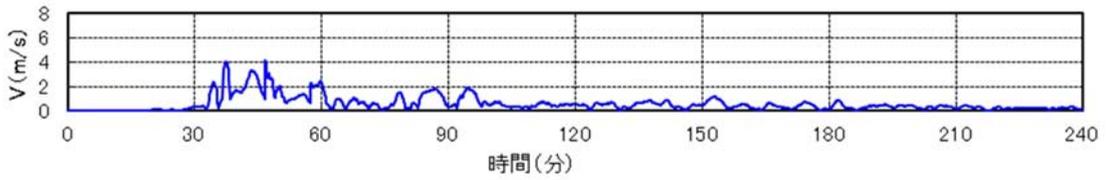


(流向・流速の時刻歴)

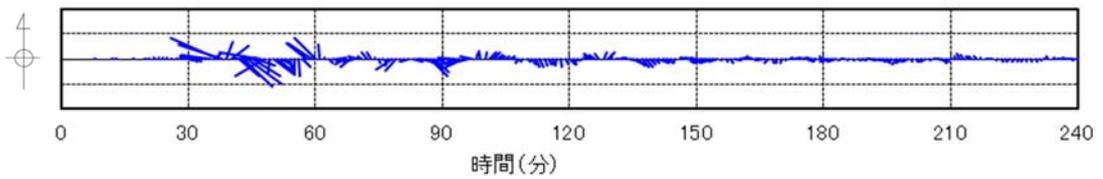
第 10-3 図 抽出地点 (5km, 180°) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

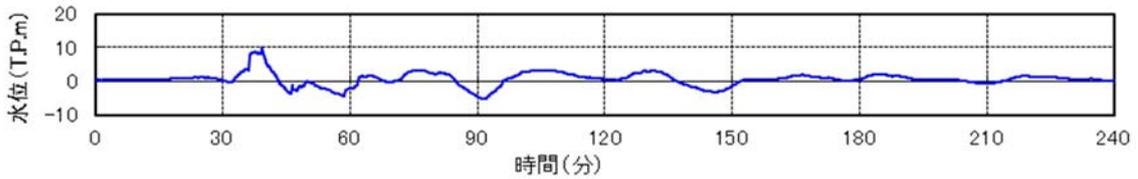


(流速の時刻歴)

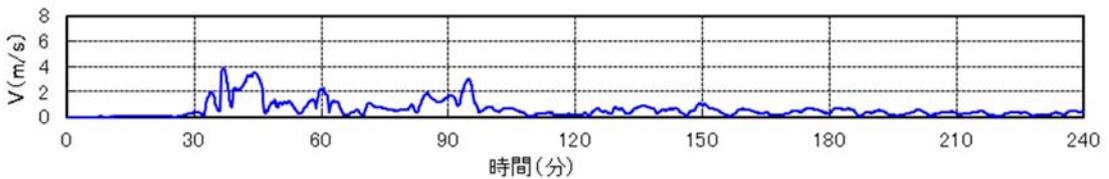


(流向・流速の時刻歴)

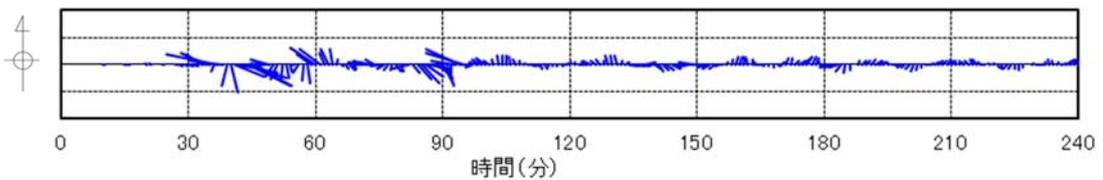
第 11-1 図 抽出地点 (1km, 30°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

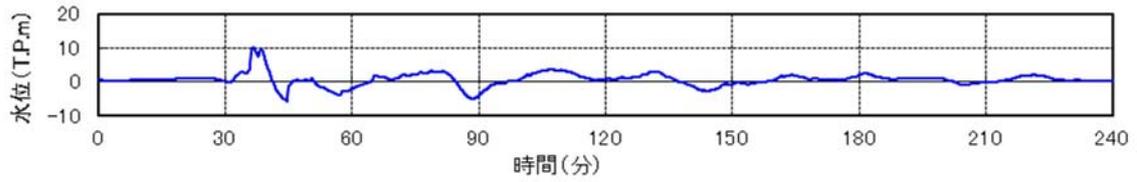


(流速の時刻歴)

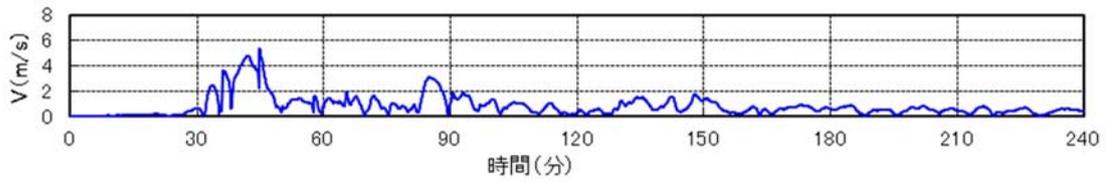


(流向・流速の時刻歴)

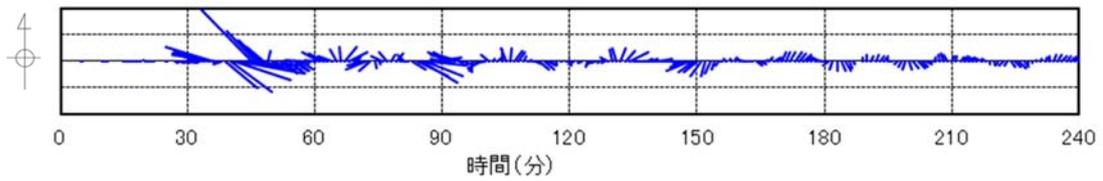
第 11-2 図 抽出地点 (3km, 30°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

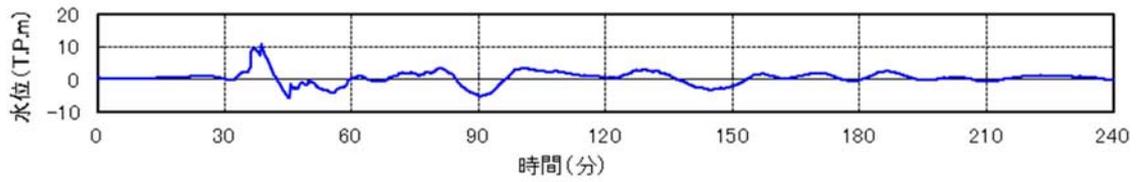


(流速の時刻歴)

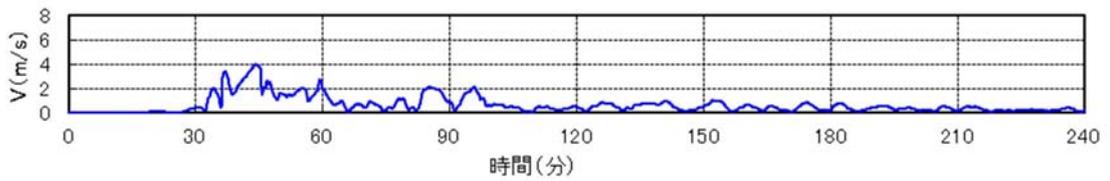


(流向・流速の時刻歴)

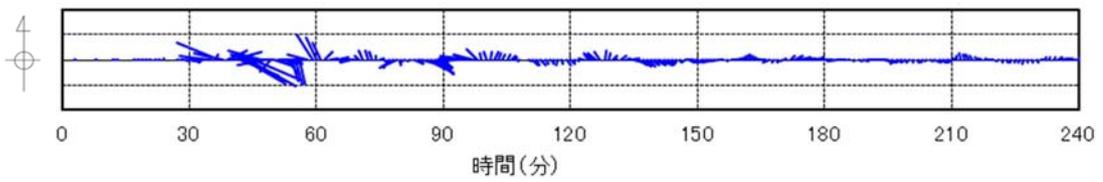
第 11-3 図 抽出地点 (5km, 30°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

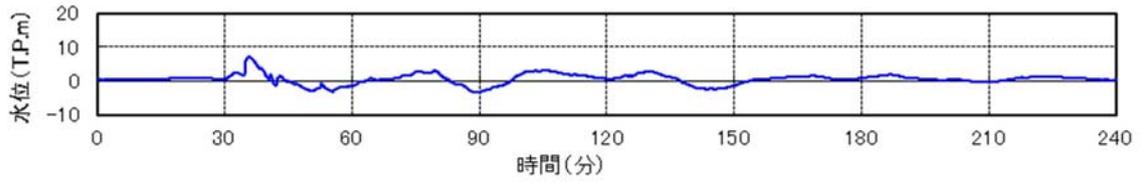


(流速の時刻歴)

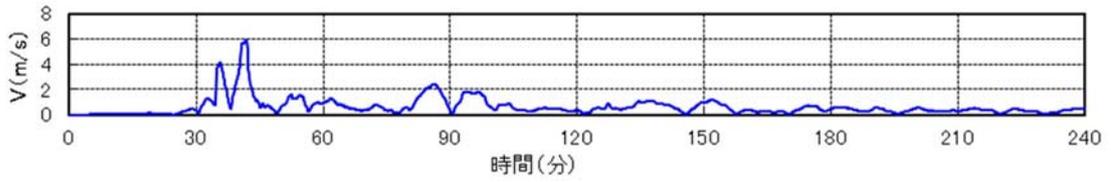


(流向・流速の時刻歴)

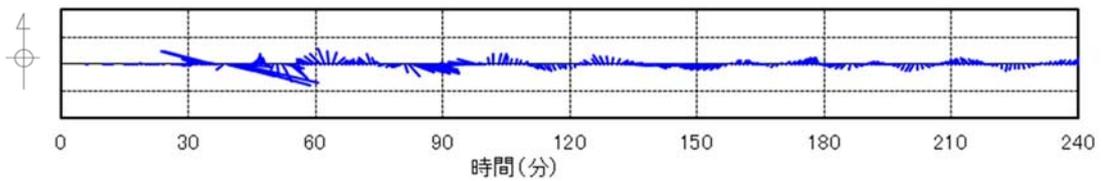
第 12-1 図 抽出地点 (1km, 60°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

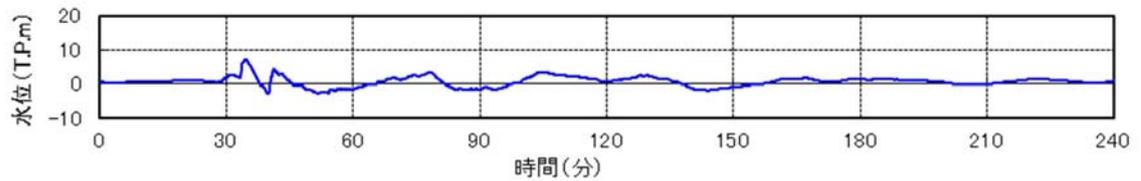


(流速の時刻歴)

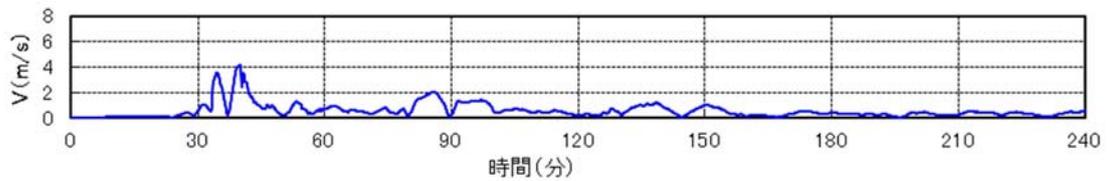


(流向・流速の時刻歴)

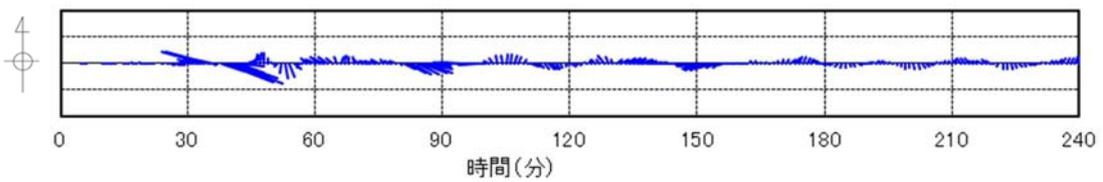
第 12-2 図 抽出地点 (3km, 60°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

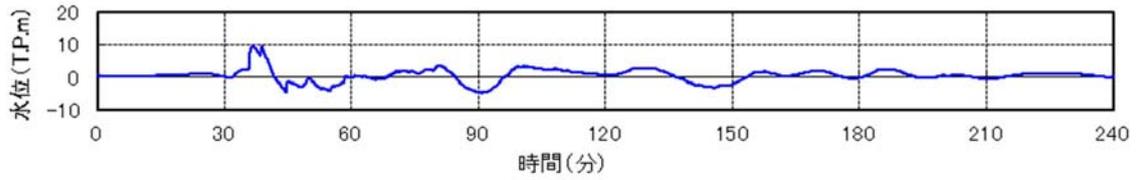


(流速の時刻歴)

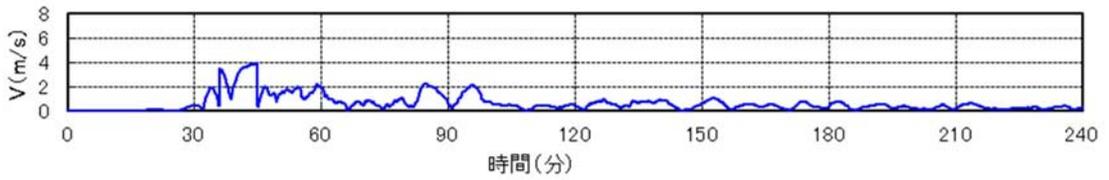


(流向・流速の時刻歴)

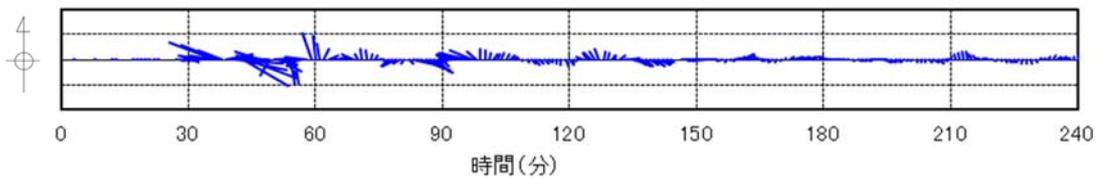
第 12-3 図 抽出地点 (5km, 60°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

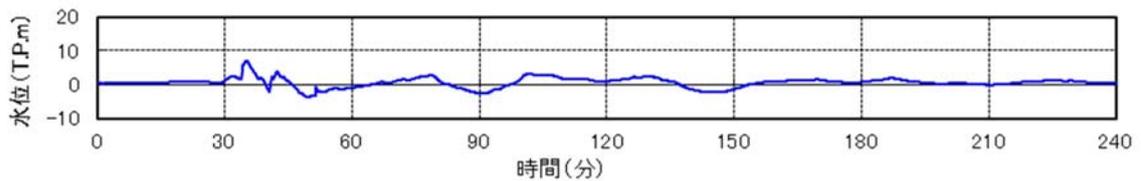


(流速の時刻歴)

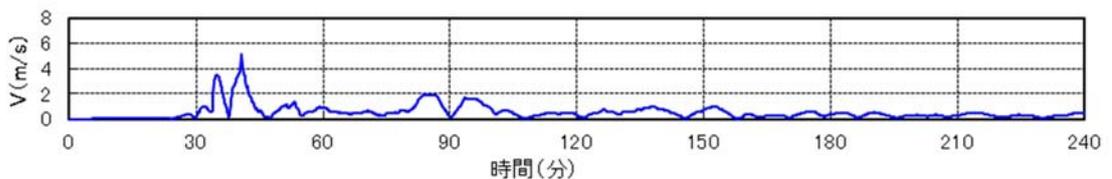


(流向・流速の時刻歴)

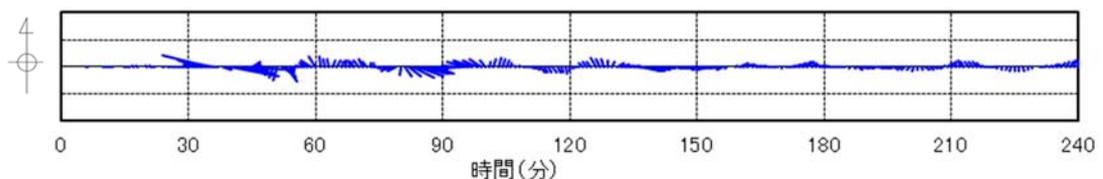
第 13-1 図 抽出地点 (1km, 90°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

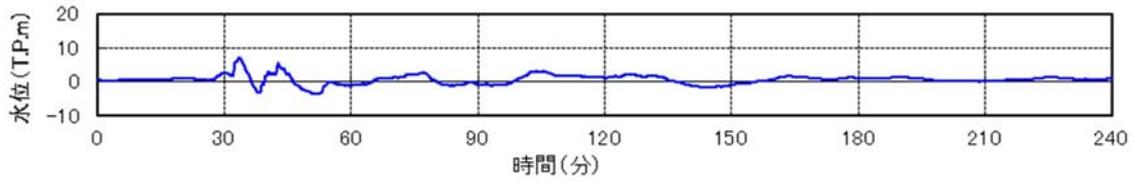


(流速の時刻歴)

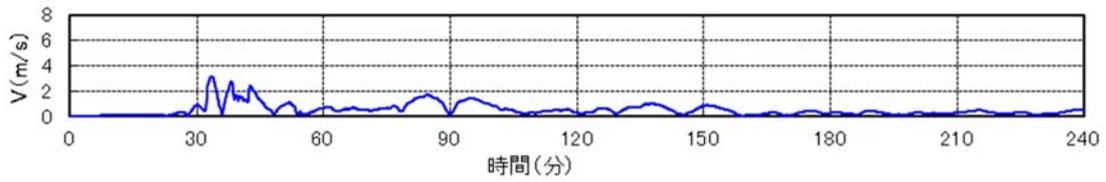


(流向・流速の時刻歴)

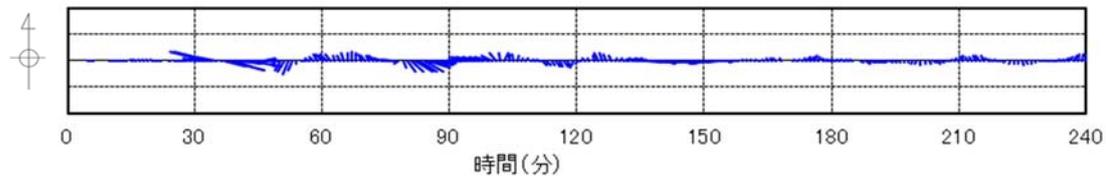
第 13-2 図 抽出地点 (3km, 90°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

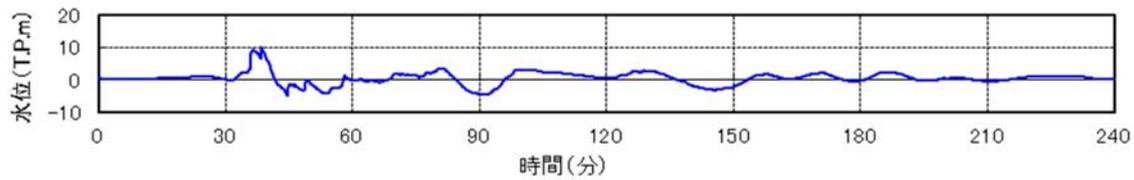


(流速の時刻歴)

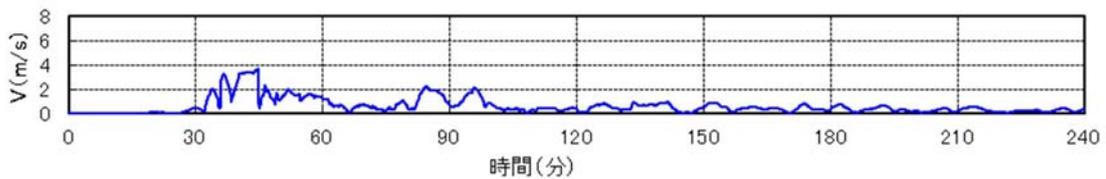


(流向・流速の時刻歴)

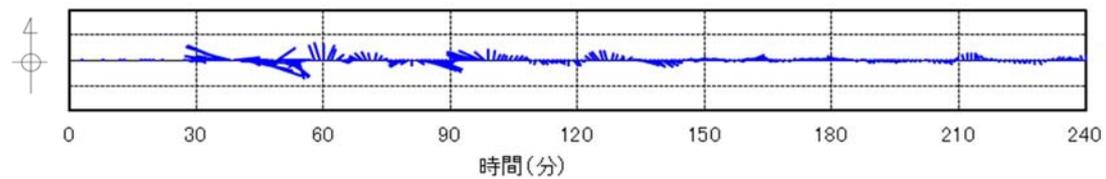
第 13-3 図 抽出地点 (5km, 90°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

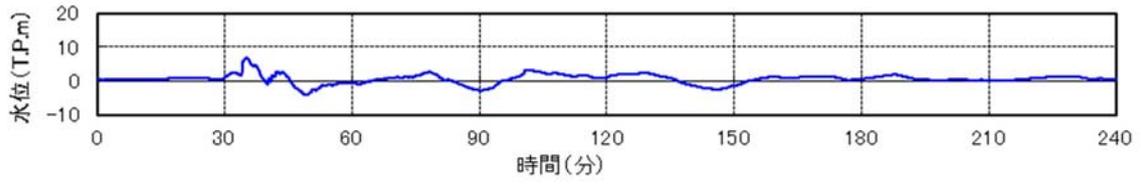


(流速の時刻歴)

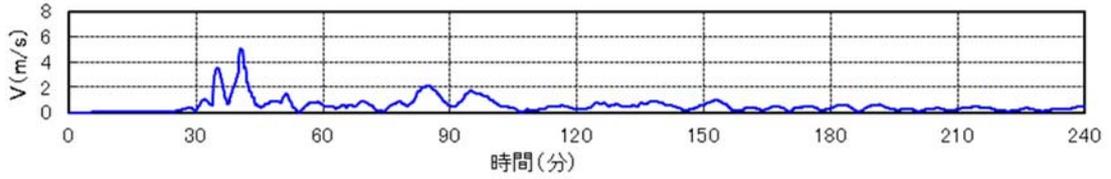


(流向・流速の時刻歴)

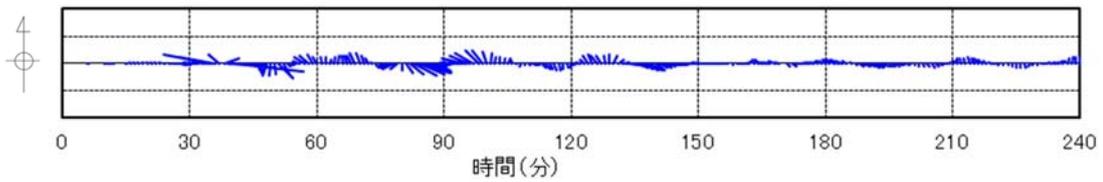
第 14-1 図 抽出地点 (1km, 120°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

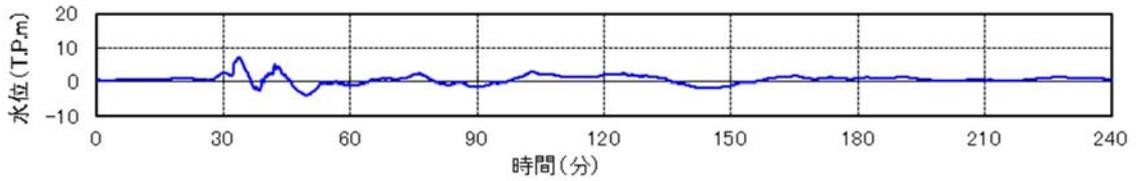


(流速の時刻歴)

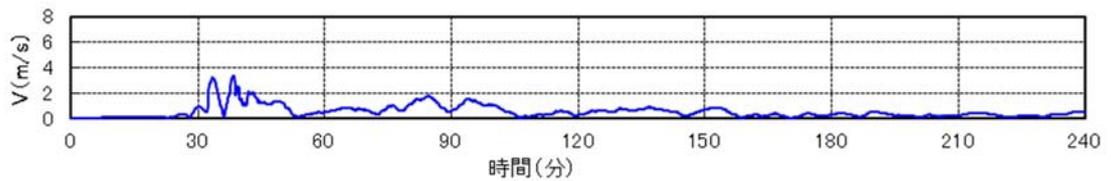


(流向・流速の時刻歴)

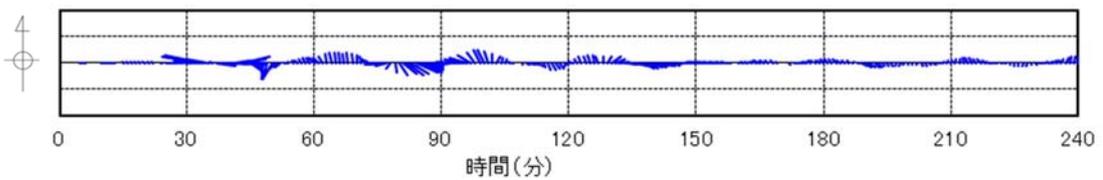
第 14-2 図 抽出地点 (3km, 120°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

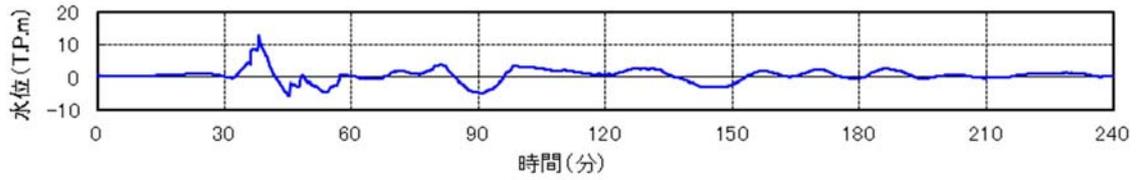


(流速の時刻歴)

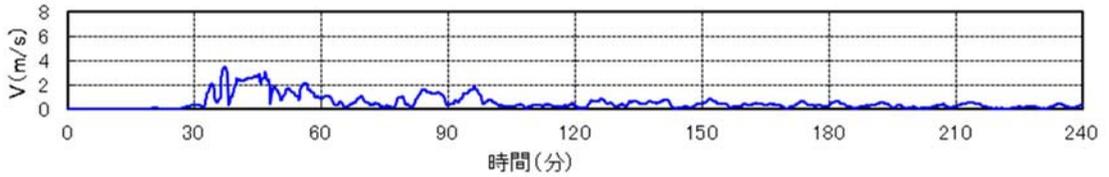


(流向・流速の時刻歴)

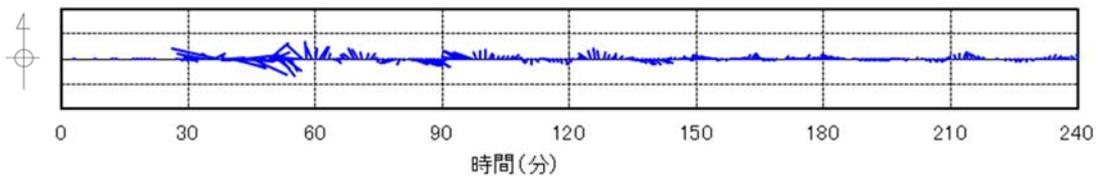
第 14-3 図 抽出地点 (5km, 120°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

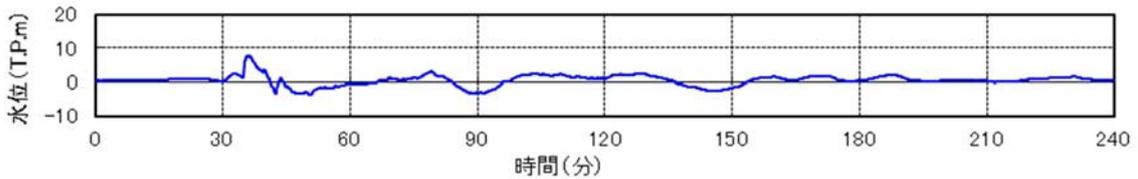


(流速の時刻歴)

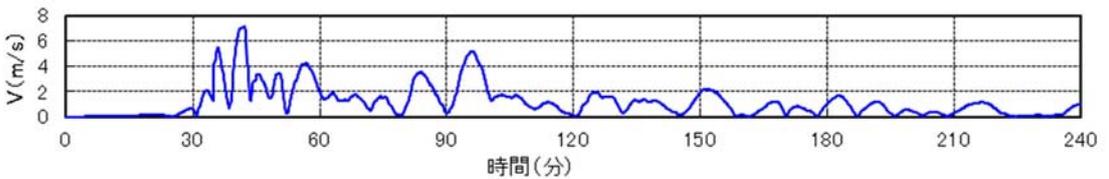


(流向・流速の時刻歴)

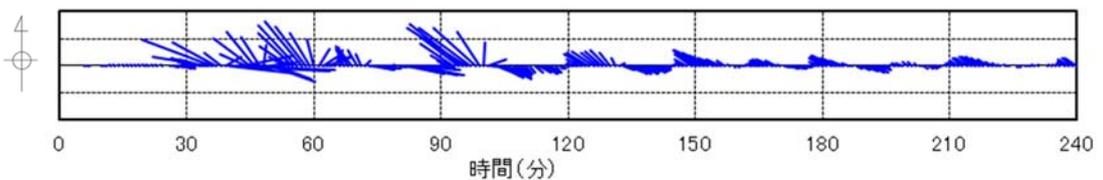
第 15-1 図 抽出地点 (1km, 150°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

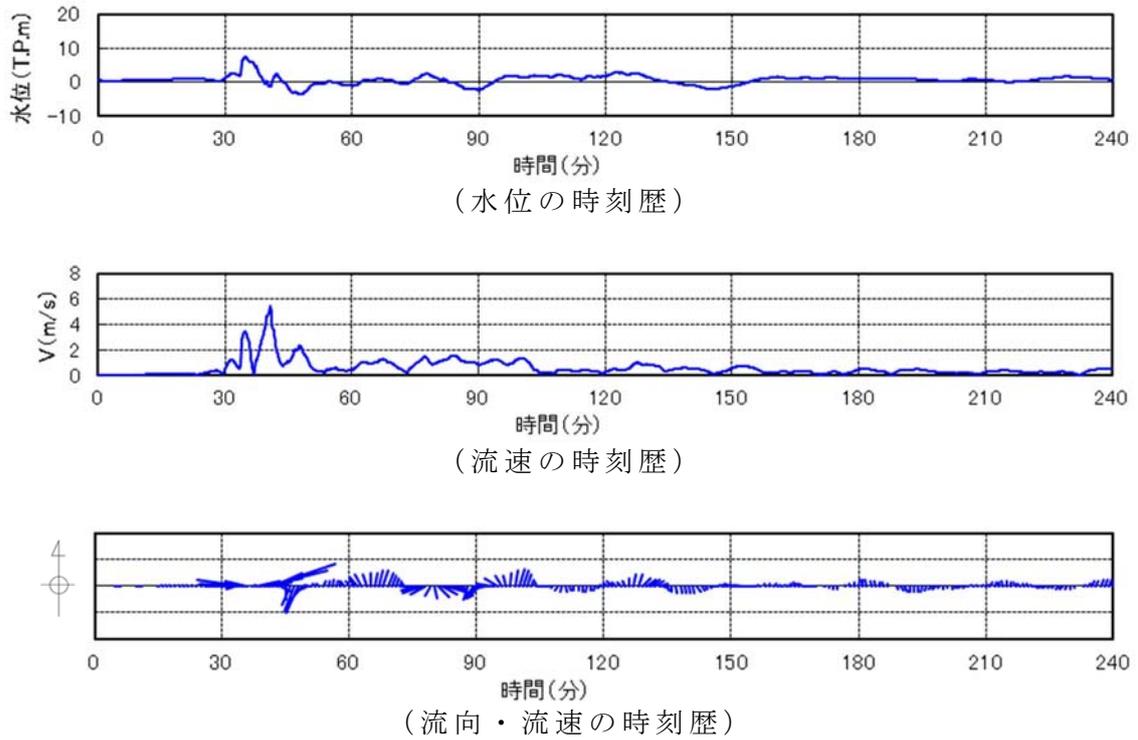


(流速の時刻歴)

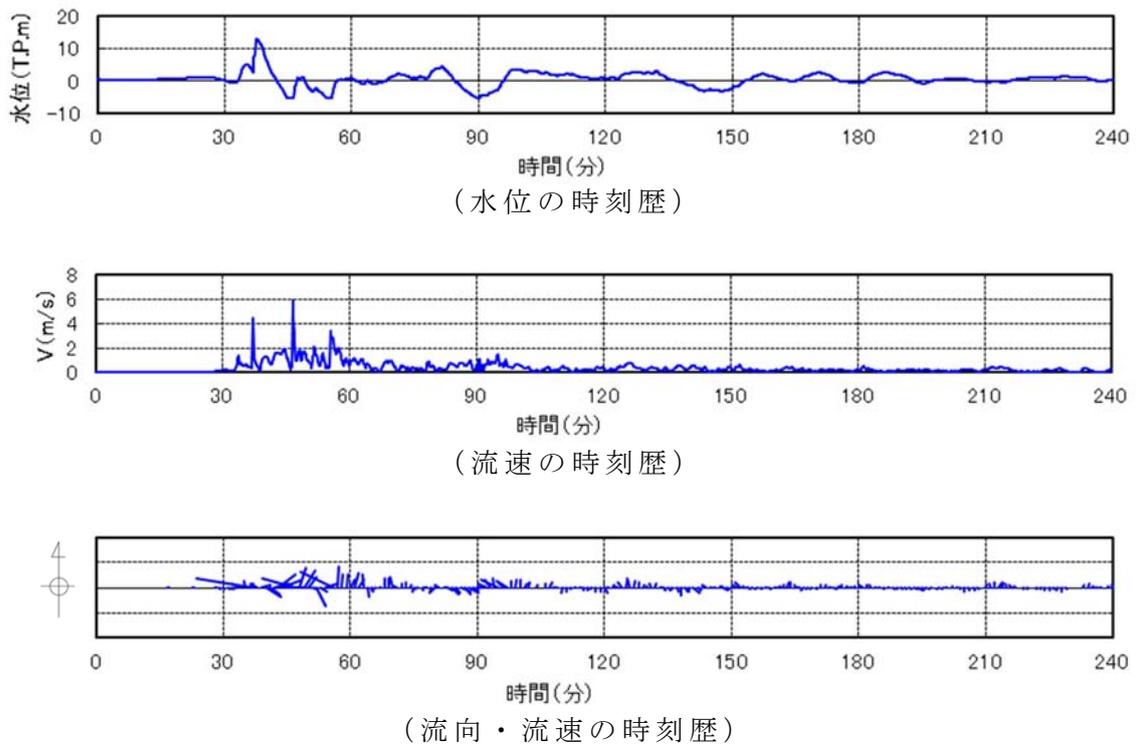


(流向・流速の時刻歴)

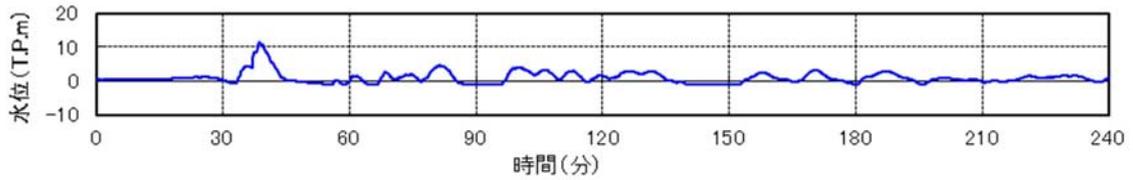
第 15-2 図 抽出地点 (3km, 150°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



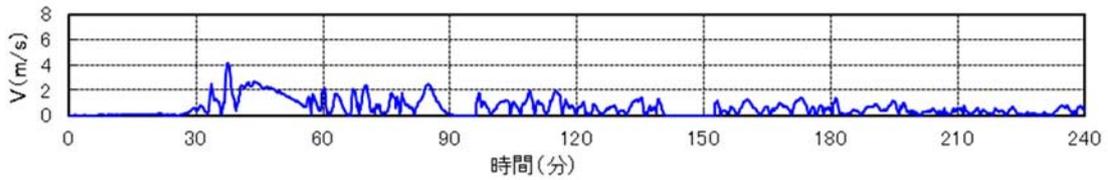
第 15-3 図 抽出地点 (5km, 150°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



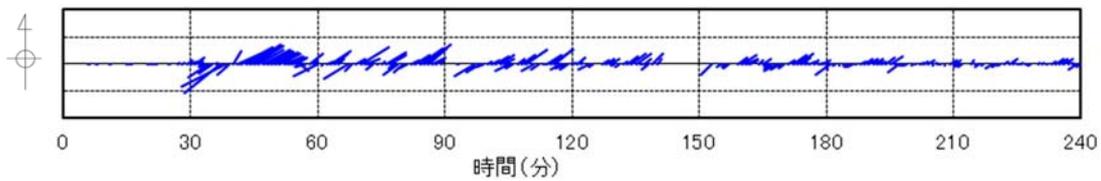
第 16-1 図 抽出地点 (1km, 180°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

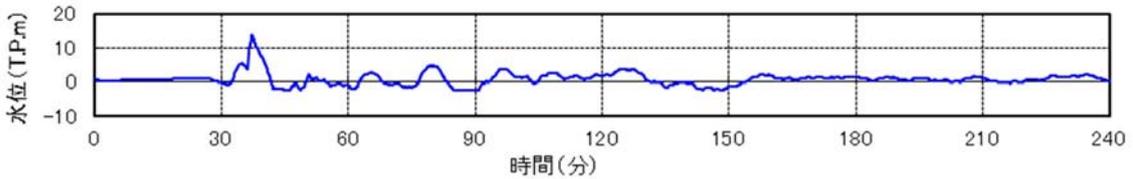


(流速の時刻歴)

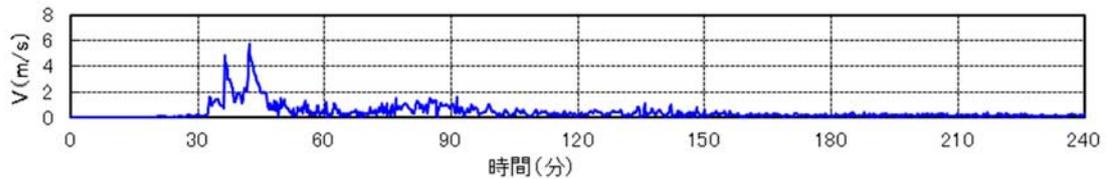


(流向・流速の時刻歴)

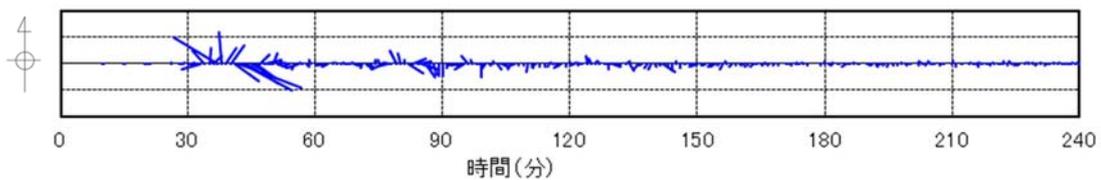
第 16-2 図 抽出地点 (3km, 180°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)



(流速の時刻歴)



(流向・流速の時刻歴)

第 16-3 図 抽出地点 (5km, 180°) (防波堤なし)
の水位, 流速及び流向

漂流物の調査要領について

1. はじめに

東海第二発電所において基準津波による水位変動に伴う漂流物に対して取水口及び取水路の通水性が確保できる設計であることが要求されている。

このため、同要求に対して適合性を確認する「基準津波により漂流物となる可能性がある施設・設備等」の調査要領を示す。

2. 調査要領

(1) 調査範囲

調査範囲は、基準津波の流向、流速及び継続時間より、東海第二発電所の取水口から半径5km内の海域及び陸域とする。なお、陸域については、標高、地形を考慮し、基準津波の遡上域を包絡した範囲とする。調査範囲を第1図に示す。

(2) 調査方法

調査は上記の調査範囲を発電所敷地内・敷地外又は陸域・海域に区別し、4つに分類して実施する。分類ごとの調査対象及び調査方法を第1表に示す。



■ : 調査範囲 (基準津波の遡上域を包絡した範囲)

第1図 漂流物調査範囲概要

5条 添付16-2

第1表 「漂流物の可能性がある施設・設備等」の調査方法の概要

調査範囲		調査対象		調査方法	
発電所敷地内・敷地外	海域・陸域	分類	方法		概要
			方法	概要	
発電所敷地内	海域	・船舶	資料調査	資料を調査し、船舶を抽出する。	
			資料調査	設備図書等を調査し、海上設置物を抽出する。	
		・海上設置物	現場調査	現場を調査し、海上設置物を抽出する。	
	陸域	・建物・構築物 ・その他建物等 ・機器 ・車両	資料調査	設備図書等を調査し、建物・構築物、その他建物等、機器、車両を抽出する。	
			現場調査	現場を調査し、建物・構築物、その他建物等、機器、車両を抽出する。	
		・資機材等 ・その他物品等	現場調査	現場を調査し、資機材等、その他物品等を抽出する。	
発電所敷地外	海域	・船舶	資料調査	資料を調査し、船舶を抽出する。	
			聞き取り調査	関係者からの聞き取り調査を実施し、船舶を抽出する。	
		・海上設置物	資料調査	地図等の資料により、集落、工業地域、対象の有無等を確認する。	
			現場調査	現場を調査し、海上設置物を抽出する。	
	陸域	・建物・構築物 ・その他建物等 ・車両 ・その他物品等	資料調査	地図等の資料により、集落、工業地域、対象の有無等を確認する。	
			現場調査	現場を調査し、建物・構築物、その他建物等、車両、その他物品等を抽出する。	
		・その他物品等	聞き取り調査	関係者からの聞き取り調査を実施し、建物・構築物、その他建物等、車両、その他物品等を抽出する。	
			聞き取り調査	関係者からの聞き取り調査を実施し、建物・構築物、その他建物等、車両、その他物品等を抽出する。	

(3) 調査の実施

調査の実施方法については、「(2) 調査方法」で示した調査対象及び調査方法について、第2表に示すように考え方、手順、記録項目等を具体化し、調査を実施する。

第2表 調査の実施方法 (1/2)

調査範囲		調査対象			調査方法		
		分類	具体的な考え方	例	調査内容	記録項目	
発電所敷地内	海域	船舶	—	東海港の港湾内に業務により来航する船舶 ・燃料等輸送船 ・貨物	「東海港・港湾施設使用願/許可書」により、船舶を抽出し、記録する。	名称、仕様(寸法, 総トン数, 喫水)	
		設備類等	海上設置物	海上に設置された機器, 施設等 ・標識ブイ ・浮棧橋	設備図書等により, 機器, 施設等を抽出し, 記録する。 現場のウォークダウンにより, 機器・施設等を抽出し, 記録する。	名称, 仕様(寸法, 質量, 材質), 数量, 設置場所	
	建物類等	建物・構築物	土地に定着している建築物等	・建屋 ・棧橋	設備図書等により, 建物・構築物等を抽出し, 記録する。 現場のウォークダウンにより, 建物・構築物等を抽出し, 記録する。	名称, 仕様(寸法, 構造), 設置場所	
		その他建物等	土地に定着していない建物等	・倉庫(物置タイプ) ・仮設ハウス			
	陸域	設備類等	機器	基礎等に据付けられた機器(発電用設備に関わるもの)	・タンク ・ポンプ ・配管, 弁 ・分電盤, 制御盤等	設備図書等により, 機器を抽出し, 記録する。 現場のウォークダウンにより, 機器を抽出し, 記録する。	名称, 仕様(寸法, 質量, 材質, 構造(形状), 数量, 設置場所
			資機材等	発電用設備に関わる機器等の工事, 点検等に使用する常設又は仮置きされた資機材, 物品等 仮設の機器	・点検用機材 ・仮設タンク ・足場材 ・コンクリートハッチ等 ・予備品, 貯蔵品	現場のウォークダウンにより, 資機材等を抽出し, 記録する。	名称, 仕様(寸法, 質量, 材質, 構造(形状), 数量, 設置場所
		車両	発電所敷地内に定常的に駐車される車両	・車庫, 駐車場等の車両	設備図書等により, 調査範囲内にある車庫, 駐車場等を確認する。 現場のウォークダウンにより, 車両を抽出し, 記録する。	車両の種類, 数量, 駐車場所	
		その他物品等	発電用設備に関わる機器, 物品, 資機材以外の常設又は仮置きされた物品, 機器等, その他の人工構造物, 植生	・自動販売機 ・街灯 ・柵 ・防砂林	現場のウォークダウンにより, その他物品等を抽出し, 記録する。	名称, 仕様(寸法, 構造(形状), 設置状況, 数量, 設置場所	

第2表 調査の実施方法 (2/2)

調査範囲	調査対象			調査方法			
	分類	具体的な考え方	例	調査内容	記録項目		
発電所敷地外	海域	船舶	—	調査範囲内を航行する船舶等	<ul style="list-style-type: none"> ・貨物船 ・漁船 	資料により、船舶を抽出し、記録する。 関係者からの聞き取りにより、船舶を抽出し、記録する。(関係者から開示された資料の確認を含む。)	名称、仕様(寸法、総トン数、喫水)
		設備類等	海上設置物	海上に設置された機器、施設等	<ul style="list-style-type: none"> ・標識ブイ ・浮棧橋 ・定置網 	地図等*の資料により、集落、工業地帯、対象の有無等を確認する。 現場のウォークダウンにより、海上設置物を抽出し、記録する。	名称、数量、設置場所
	陸域	建物類等	建物・構築物	土地に定着している建築物等	<ul style="list-style-type: none"> ・家屋 ・公共施設、大型商業施設等 ・棧橋 	地図等*の資料により、集落、工業地帯、対象の有無等を確認する。 現場のウォークダウンにより、建物・構築物等を抽出し、記録する。	名称、数量、設置場所
			その他建物等	土地に定着していない建物等	<ul style="list-style-type: none"> ・倉庫(物置タイプ) ・仮設ハウス 		
	陸域	設備類等	車両	施設に定常的に駐車される多数の車両	<ul style="list-style-type: none"> ・乗用車、大型車等車両 	地図等*の資料より調査範囲内に多数の車両が駐車する可能性のある施設を確認する。 現場のウォークダウンにより、車両を抽出し、記録する。	車両の種類、数量、駐車場所
			その他物品等	車両以外の人工構造物植生	<ul style="list-style-type: none"> ・設備、機器類 ・出荷待ち製品 ・自動販売機 ・街灯 ・柵 ・防砂林 	地図等*の資料により、集落、工業地帯、対象の有無等を確認する。 現場のウォークダウンにより、その他物品等を抽出し、記録する。	名称、数量、設置状況、設置場所

* 国土地理院発行の地図、インターネット地図・空中写真等

3. 人工構造物等の状況を考慮した継続的な調査方針

人工構造物^{※1}の位置，形状等に変化が生じた場合又は隣接事業所において工事・作業等により設置されうる仮設物等について従来からの設置状況に変更が生じた場合には，漂流物調査結果に影響を及ぼす可能性がある。

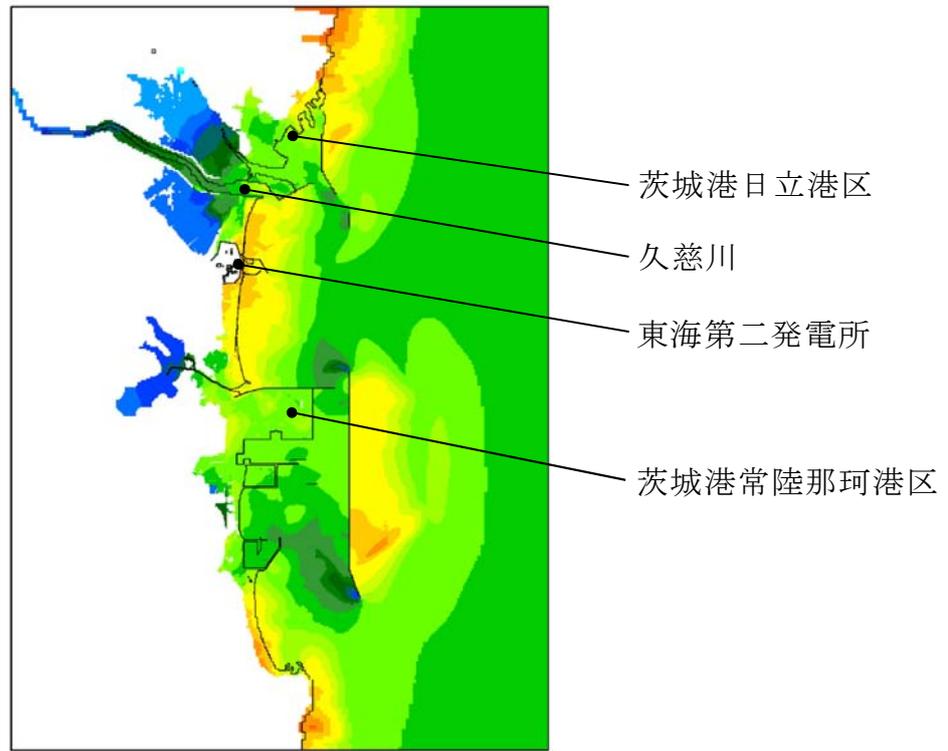
このため，人工構造物については自治体，地域の連絡会・協定等の情報を活用し，定期的（1[回/年]以上）に，港湾施設，河川堤防，海岸線の防波堤，海上設置物，津波遡上域の建物・構築物，敷地前面における通過船舶等の状況^{※2}を確認するとともに，隣接事業所において工事・作業等により設置されうる仮設物等については設置状況に変更が生じる可能性がある場合に適時情報入手できるよう文書の取り交わしにより情報共有手段を構築し，仮設物の設置状況を確認する。設置状況の確認結果により必要に応じて「2. 調査要領」に示した要領にて漂流物調査を実施する方針とする。また，発電所の施設・設備の改造や追加設置^{※3}を行う場合においても，その都度，津波防護施設等の健全性又は取水機能を有する安全設備等の取水性への影響評価を行う。これら調査・評価方針については，保安規定において規定化し管理する。

※1：港湾施設，河川堤防，海岸線の防波堤，防潮堤等，海上設置物，津波遡上域の建物・構築物，敷地前面海域における通過船舶等

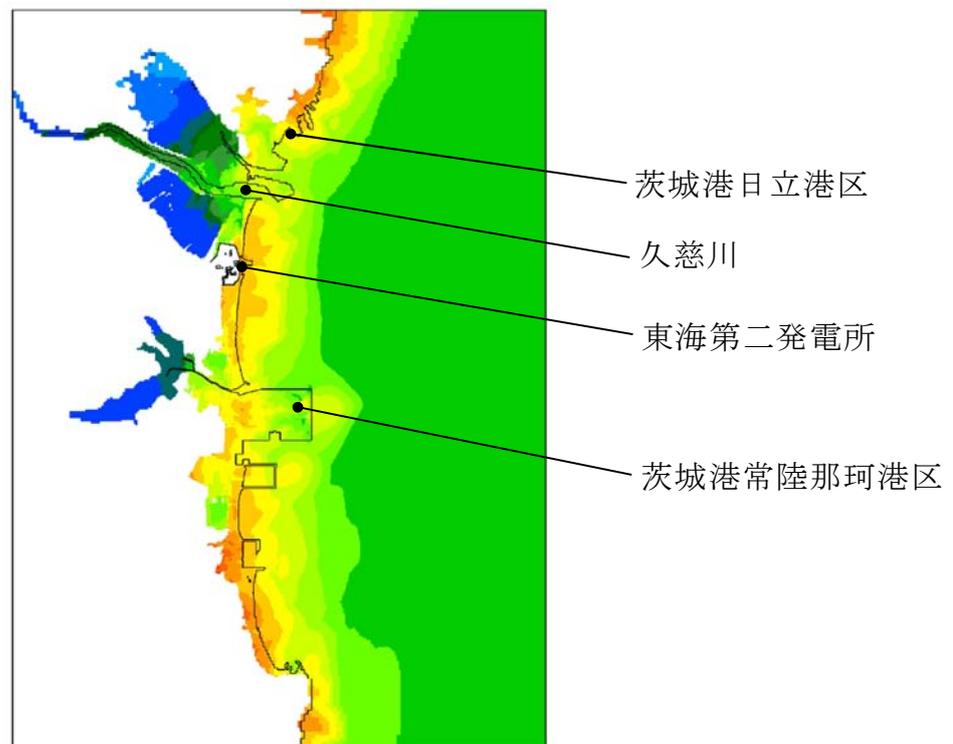
※2：既往の調査結果に含まれる民家，電柱，マンホールの増加等評価に影響しないものは除く。

※3：「核原料物質，核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律」第43条の3の9（工事の計画の認可）及び第43条の3の10（工事の計画の届出）に基づき申請する工事のうち，「改造の工事」又は「修理であって性能又は強度に影響を及ぼす工事」を含む。

(参考)



(防波堤あり)



(防波堤なし)

参考図 東海第二発電所周辺の遡上範囲図

津波の流況を踏まえた

漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性評価について

1. はじめに

「2.5 水位変動に伴う取水性低下による重要な安全機能への影響防止」における評価のひとつとして、基準津波に伴う漂流物が津波防護施設等の健全性及び非常用海水ポンプの取水性に及ぼす影響を確認するために、漂流物となる可能性のある施設・設備を「第 2.5-11 図 漂流物評価フロー」に基づき評価している。

漂流物評価フローにおいて示される「津波防護施設等、取水機能を有する安全設備等に対する漂流物となる可能性」の具体的な考え方について、以下に示す。

2. 「津波防護施設等、取水機能を有する安全設備等に対する漂流物となる可能性」について

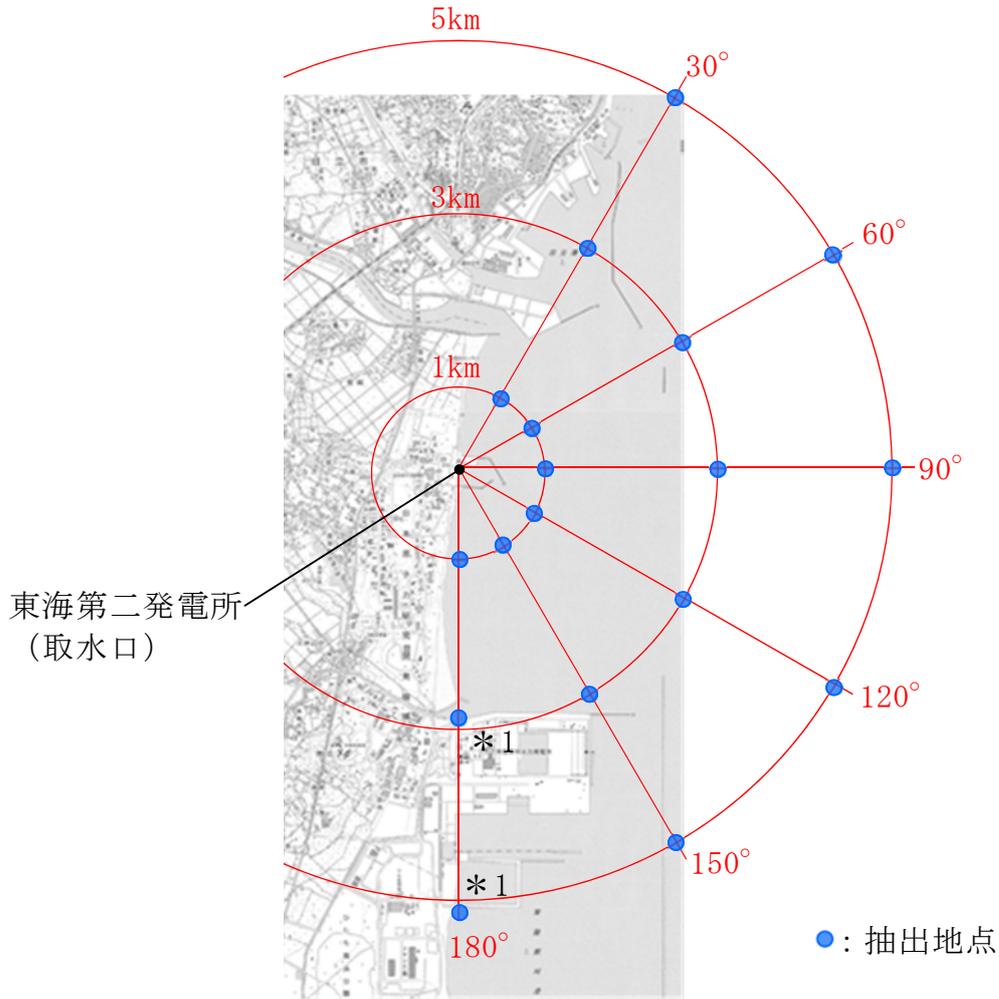
津波防護施設等、取水機能を有する安全設備等に対する漂流物となる可能性について、津波の流況を踏まえて、東海第二発電所の津波防護施設等及び取水口に対する漂流物の動向を確認することにより評価する。

2.1 津波流況の考察

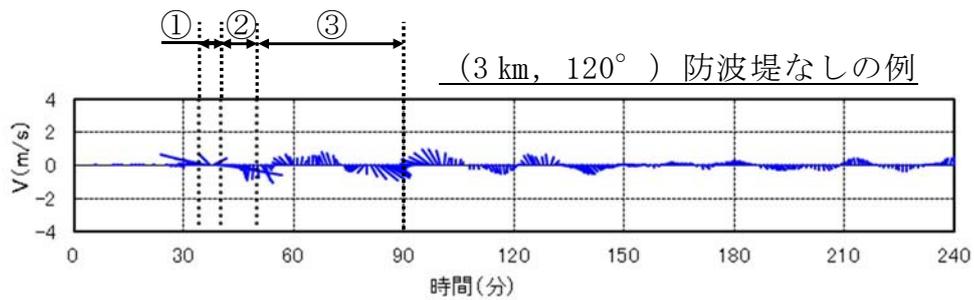
(1) 流況考察時間の分類

東海第二発電所敷地内及び敷地外における津波襲来時の流況について整理した。津波流向の時刻歴を確認した結果、津波襲来時（地震発生後 約 34 分～約 40 分）及び引き波時（地震発生後 約 40 分～約 50 分）に大きな速度を有する一定方向の流向が継続しており、引き波後は継続的でない

流向を示す傾向にあった。漂流物の動向に影響を与える流況としては、大きな速度を有する継続的な一定方向の流向が支配的であると考えられるが、ここでは保守的に引き津波後の流況についても把握することを目的とし、収束時（地震発生後 約 50 分～約 90 分）についても整理した。第 1 図に流況考察時間の分類を示す。



*1 (3km, 180°) 及び(5km, 180°)の地点については、
陸域となるため、海域となるように調整した。



流況考察時間の分類

- ①津波襲来時 (地震発生後 約 34 分～約 40 分)
- ②引き波時 (地震発生後 約 40 分～約 50 分)
- ③収束時 (地震発生後 約 50 分～約 90 分)

第 1 図 流況考察時間の分類

(2) 津波流況の考察

第2図に発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル（防波堤なしの場合）を示す。また、流況の考察の詳細を以下に示す。

a. 津波襲来時（地震発生後 約34分～約40分）

(a) 発電所敷地エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約35分後に敷地前面に到達する。地震発生から約37分後には敷地への遡上が始まり、第2図（4/11）の地震発生から38分後における発電所敷地エリア拡大図のように、取水口以北では防潮堤の敷地前面東側から敷地側面北側に沿うように遡上し、取水口以南では防潮堤の敷地前面東側から敷地側面南側に沿うように遡上する。地震発生から約40分後には引き波となる。

(b) 発電所北側エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約35分後に発電所北側エリア前面の海域に到達する。地震発生から約37分後には北西向きの流向を主流として発電所北側エリアの陸域及び久慈川へ遡上し、第2図（5/11）の地震発生から40分後における発電所周辺広域図のように、発電所敷地エリアでは引き波へと転じる地震発生から約40分後においても、発電所北側エリアの陸域及び久慈川では津波の遡上が続く（地震発生から約43分後まで遡上が継続する）。

(c) 発電所南側エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約34分後に発電所南側エリア前面の海域に到達する。地震発生から約35分後には北西向きの流向を主流として常陸那珂火力発電所敷地へ遡上し始め、第2図（3/11）の地震発生から37.5分後における発電所周辺

広域図のように、常陸那珂火力発電所敷地の北側からは南西向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上し、常陸那珂火力発電所敷地の南側からは北西向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上するが、地震発生から約 40 分後には引き波となる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地では地震発生から約 37 分後に西向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上するが、地震発生から約 39 分後には引き波となる。

b. 引き波時（地震発生後 約 40 分～約 50 分）

(a) 発電所敷地エリア

地震発生から約 40 分後に引き波へと転じ、敷地前面東側から外海へ向かう流況となる。引き波時は津波襲来時のように防潮堤に沿うような流況は示さず、第 2 図（5/11）の地震発生から 40 分後における発電所敷地エリア拡大図のように、敷地前面東側の一部を除き、直接外海へ向かう流況となっている。この流況は地震発生から約 50 分後まで継続する。

(b) 発電所北側エリア

地震発生から約 40 分後以降においても久慈川及び久慈川周辺陸域については遡上を続けるが、地震発生から約 43 分後には引き波へ転じ始め、陸域から外海へ向かう流向を主流とした流況となる。この流況は地震発生から約 50 分後以降も継続する。発電所北側エリアの前面海域については地震発生から約 40 分後には引き波へと転じ、外海へ向かう流況となる。この流況は地震発生から約 50 分後以降も継続する（地震発生から約 55 分後まで引き波が継続する）。

(c) 発電所南側エリア

発電所南側エリアの常陸那珂火力発電所敷地では、地震発生から約 40 分後以降も継続する。

分後から約 45 分後にかけて引き波となり，第 2 図（7/11）の発電所周辺広域図のように，地震発生から約 42 分後から約 45 分後にかけて常陸那珂火力発電所敷地前面海域にて旋回する流況となるものの，おおむね遡上時とは逆の流向を主流とした流況となる。地震発生から約 50 分後には常陸那珂火力発電所敷地前面海域にて南向きの流向を主流とした流況となる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地前面海域では地震発生約 40 分後から約 50 分後にかけて引き波となり，外海へ向う流向を主流とした流況となる。

c. 収束時（地震発生後 約 50 分～約 90 分）

(a) 発電所敷地エリア

敷地前面海域において，地震発生から約 55 分後には南向きの流況となり，地震発生から約 65 分後には北向きの流況となるが，いずれも継続的な流況とはならず，地震発生約 65 分後から約 75 分後にかけては穏やかな流況が継続する。第 2 図（11/11）の地震発生から 80 分後における発電所敷地エリア拡大図のように，地震発生から約 80 分後に西向きの流向で津波が襲来し，物揚岸壁及び敷地前面東側の一部に津波が遡上するが，この流況が継続することはなく，地震発生から約 85 分後には引き波へと転じ，地震発生から約 90 分後には一部で引き津波が継続するものの比較的穏やかな流況となる。

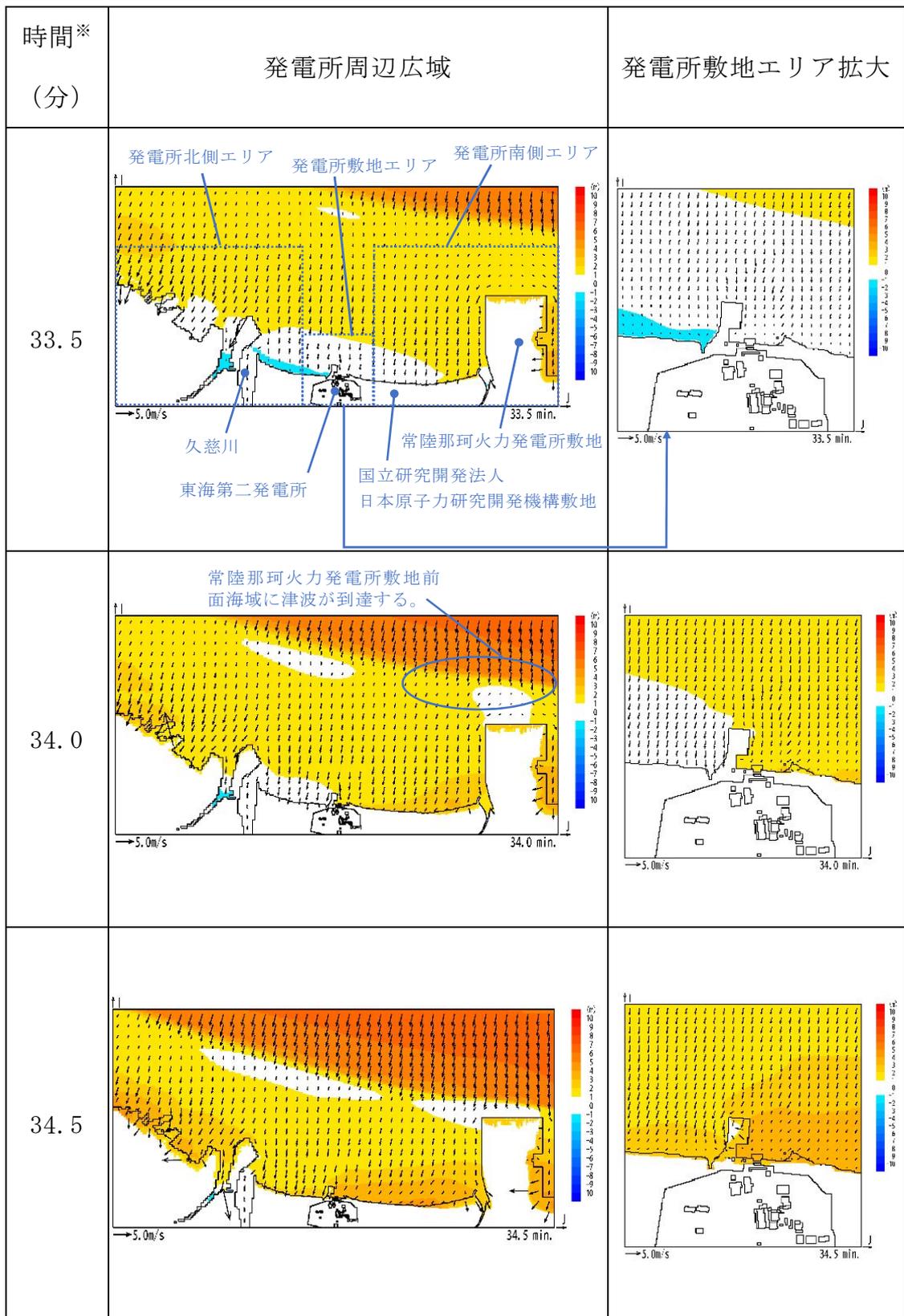
(b) 発電所北側エリア

地震発生から約 55 分後までは陸域から外海へ向かう流向を主流とした流況が継続する。地震発生から約 60 分後には北西へ向かう流向を主流とした流況となるが，継続的な流況とはならず，地震発生約 65 分後から約 80 分後にかけては穏やかな流況が継続する。地震発生約 85 分後から約 90 分後では引き波となり，外海へ向う流向を主流

とした流況となる。

(c) 発電所南側エリア

地震発生から約 55 分後にて西向きの流向を主流とした流況となるが、継続的な流況とはならず、地震発生約 60 分後から約 80 分後にかけては穏やかな流況が継続する。地震発生から約 85 分後に引き波へと転じ、地震発生から約 90 分後には再び穏やかな流況となる。

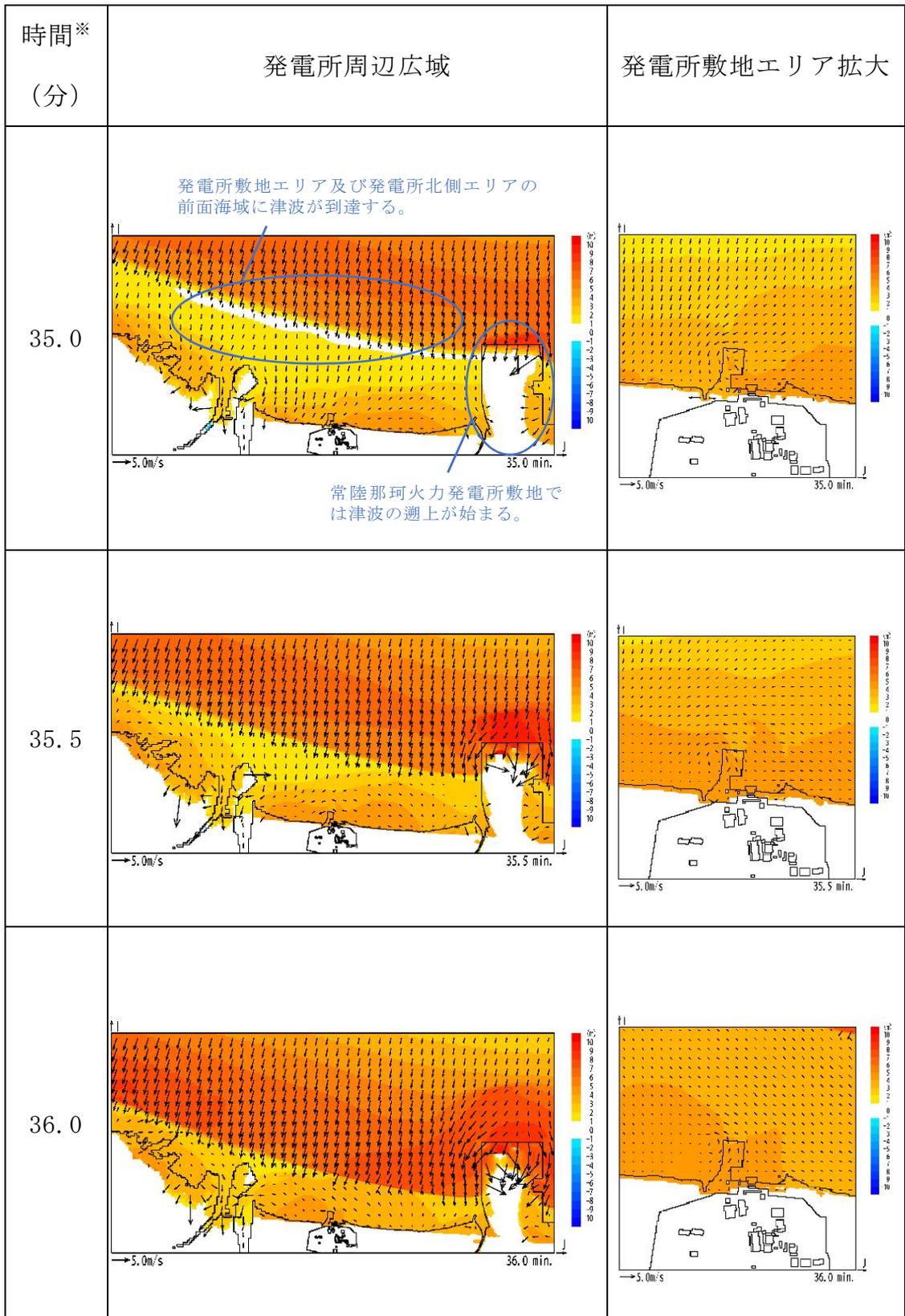


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第2図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (1/11)

5条 添付17-8

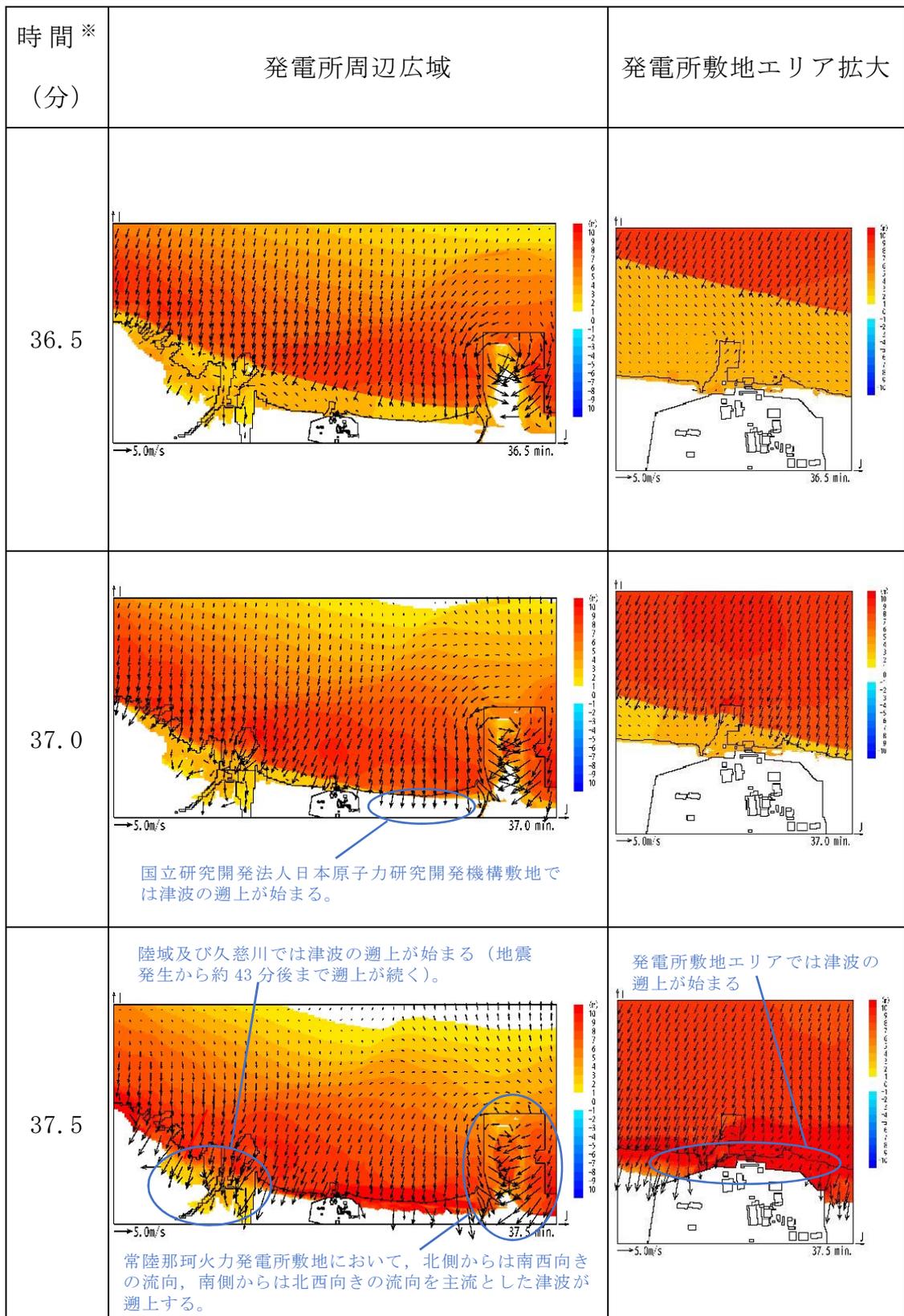


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第2図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (2/11)

5条 添付17-9

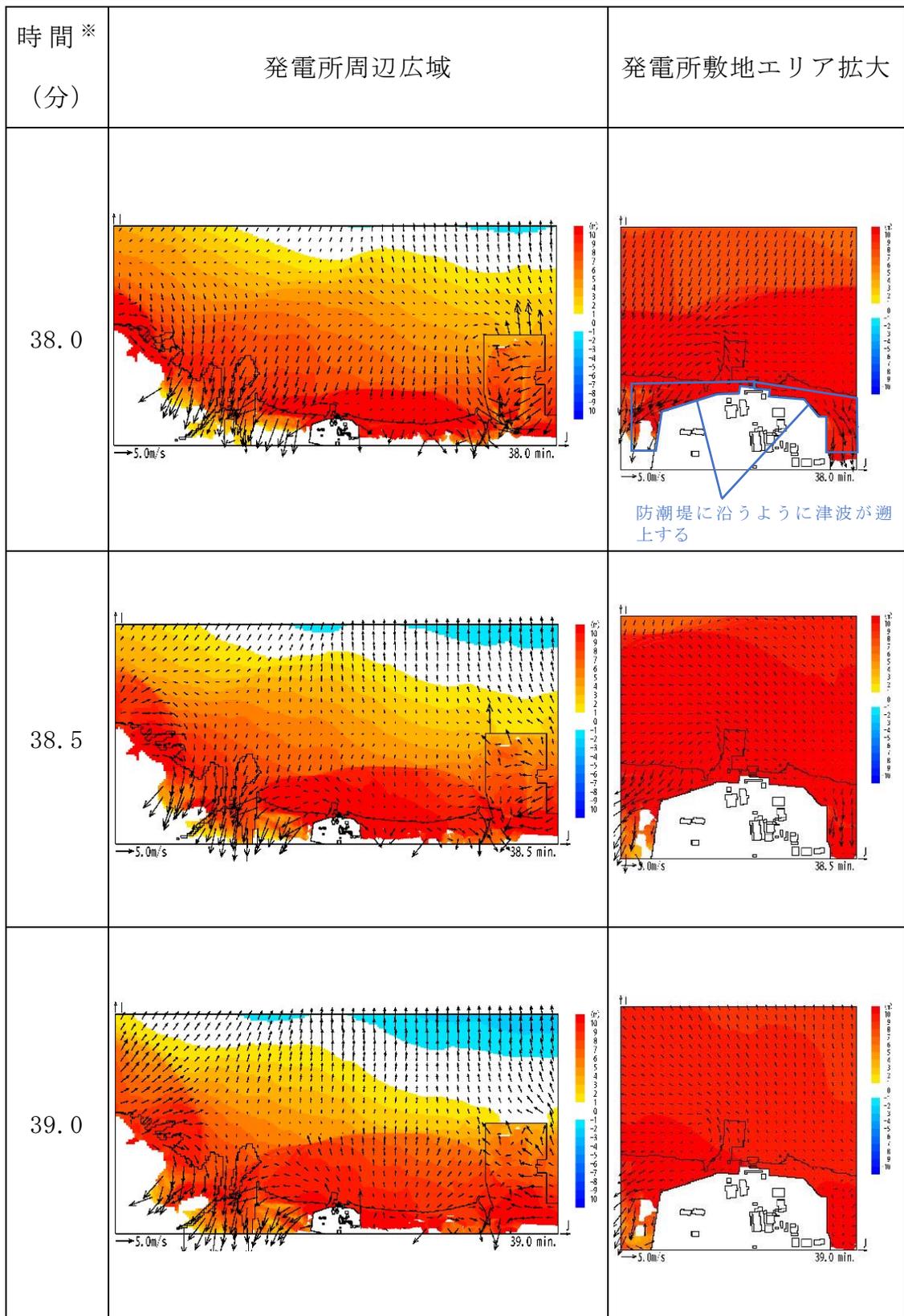


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第2図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (3/11)

5条 添付17-10

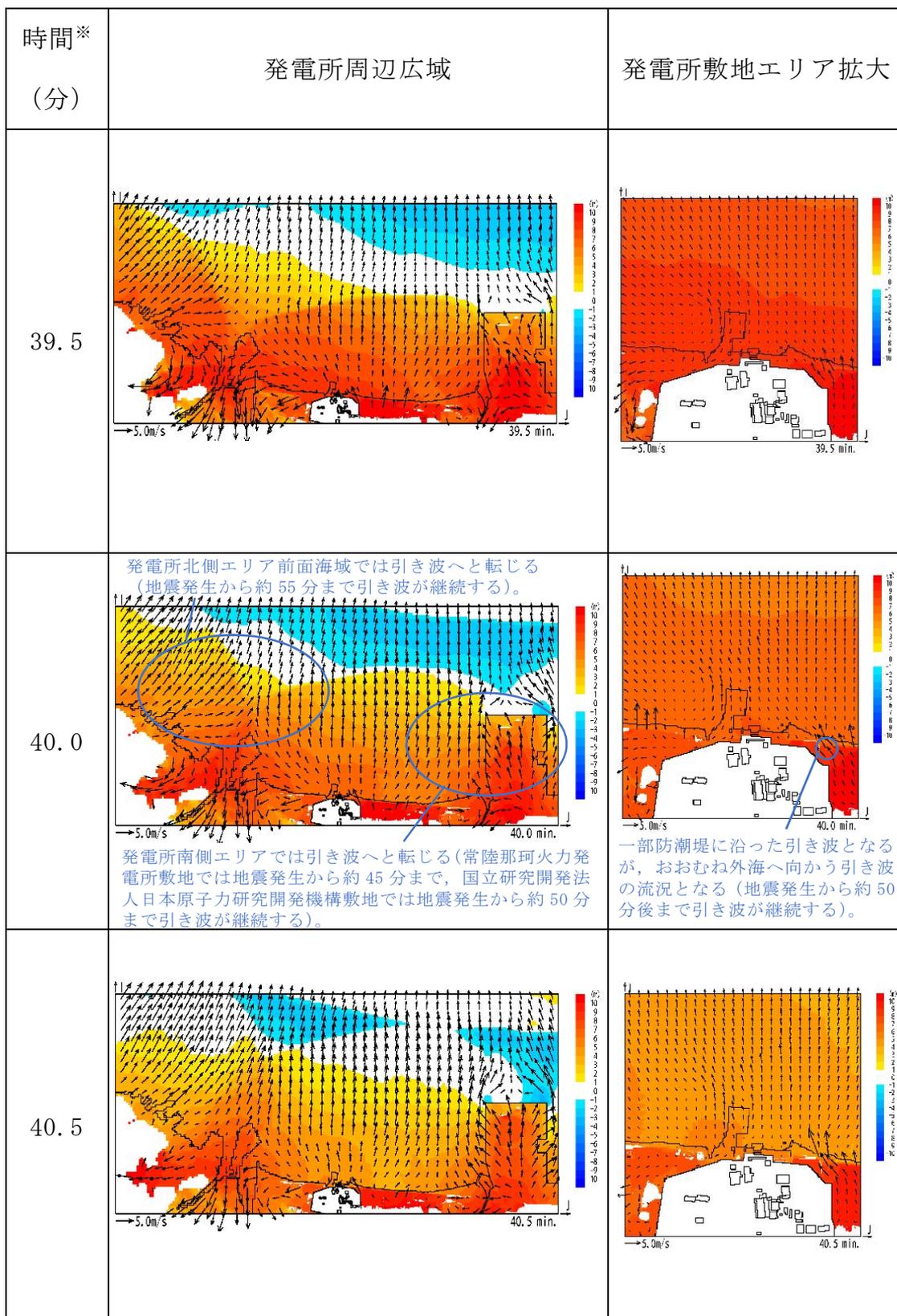


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第2図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (4/11)

5条 添付17-11

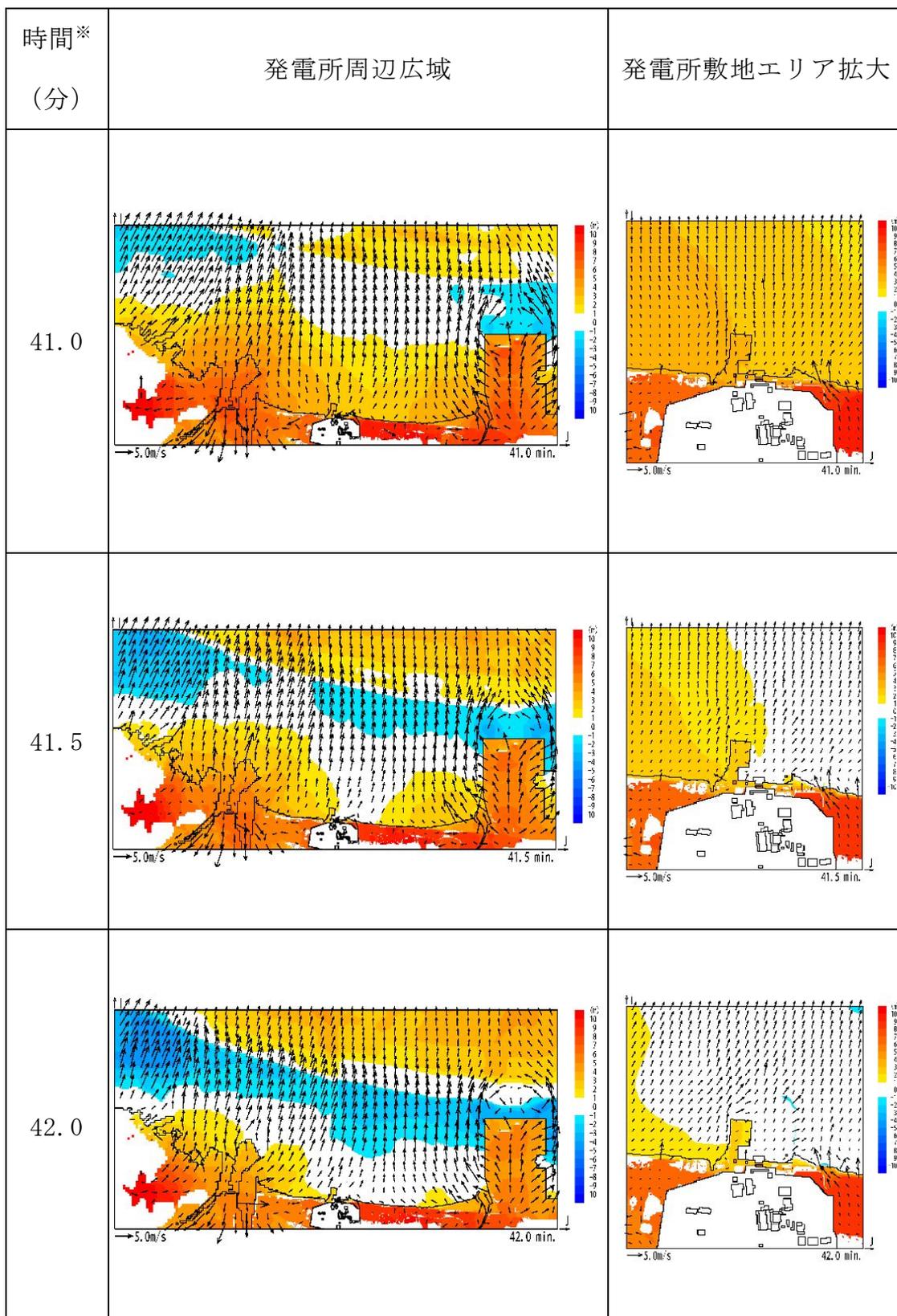


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第 2 図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (5/11)

5 条 添付 1 7-12

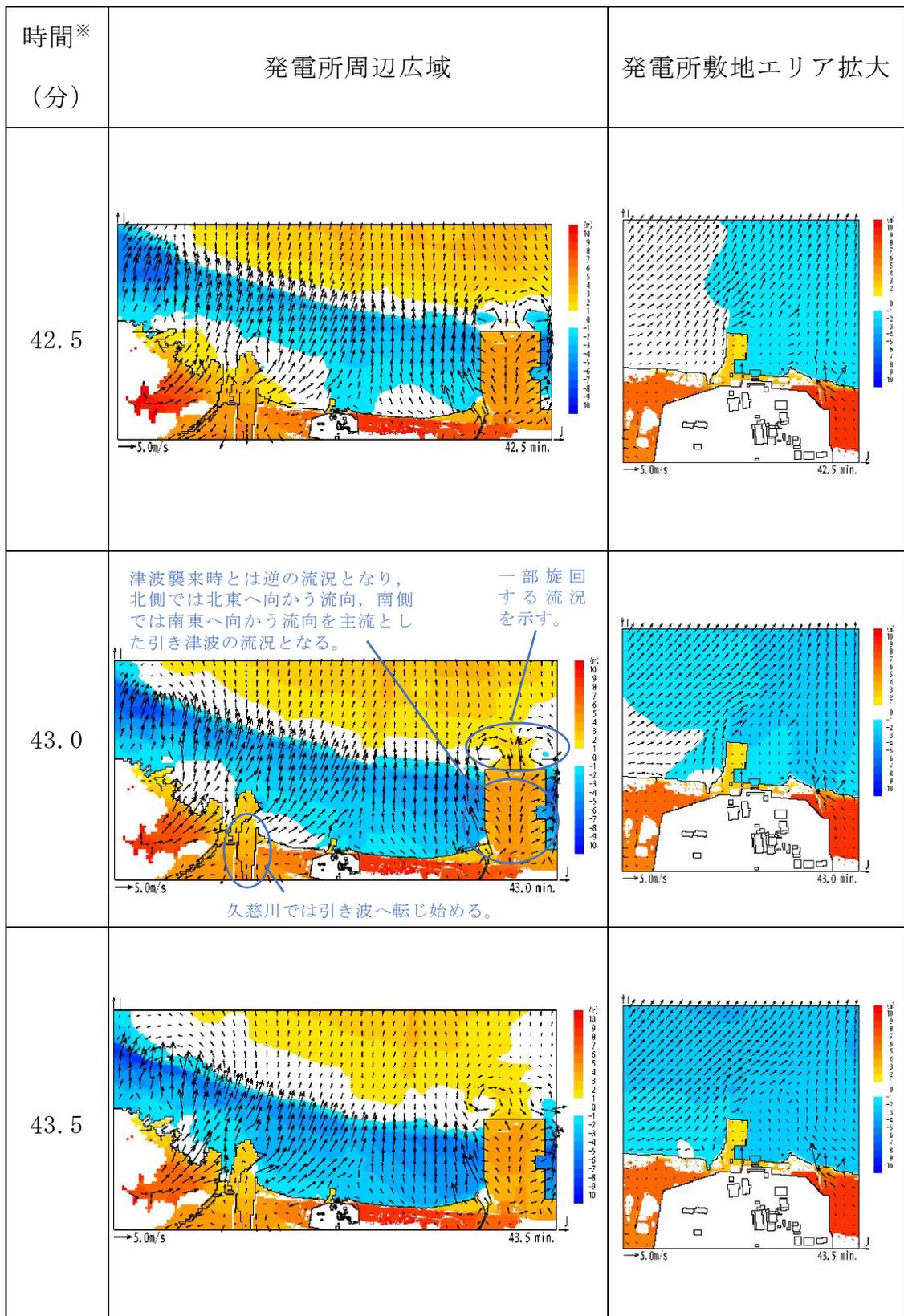


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第2図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (6/11)

5条 添付17-13

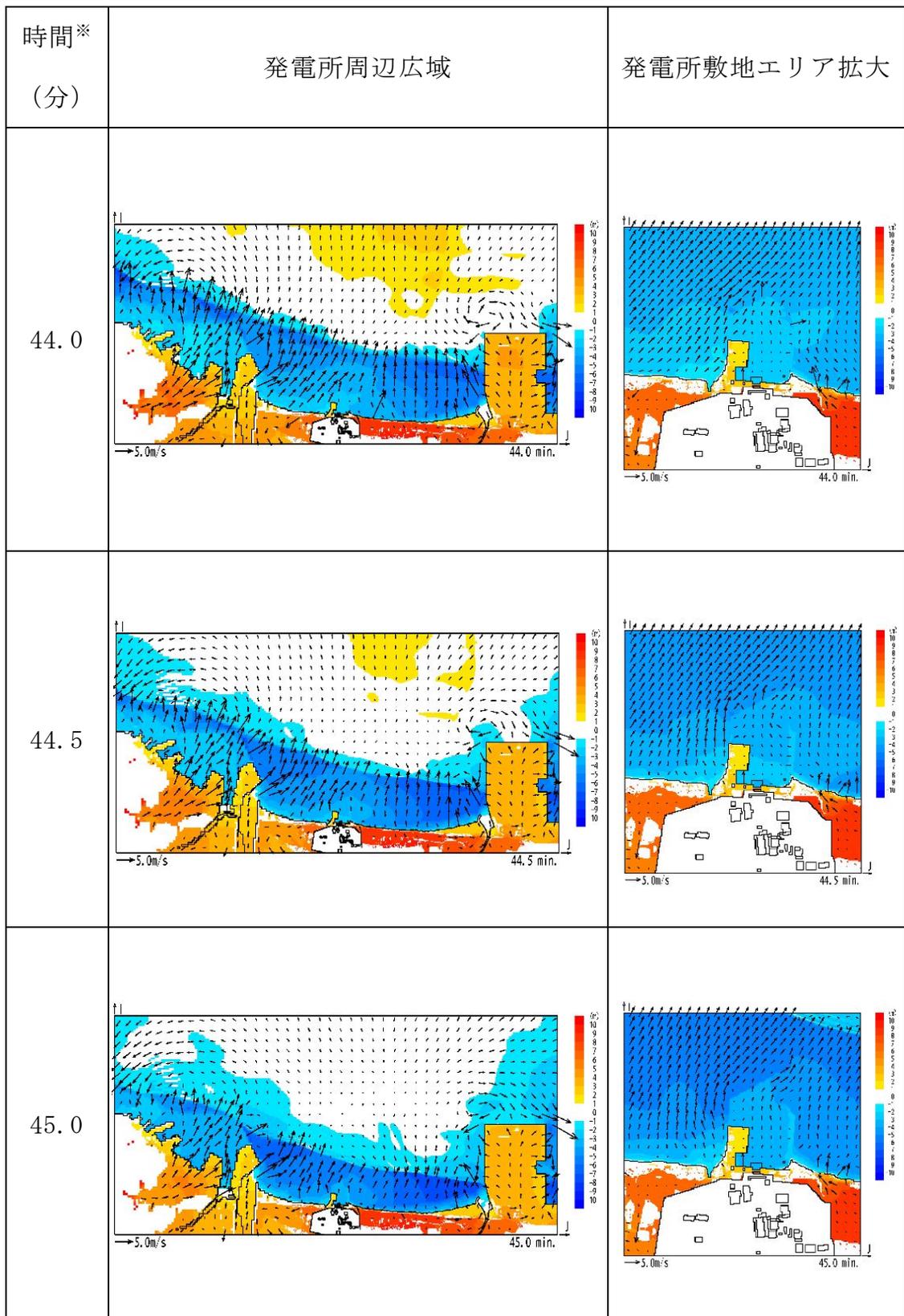


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第2図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (7/11)

5条 添付17-14

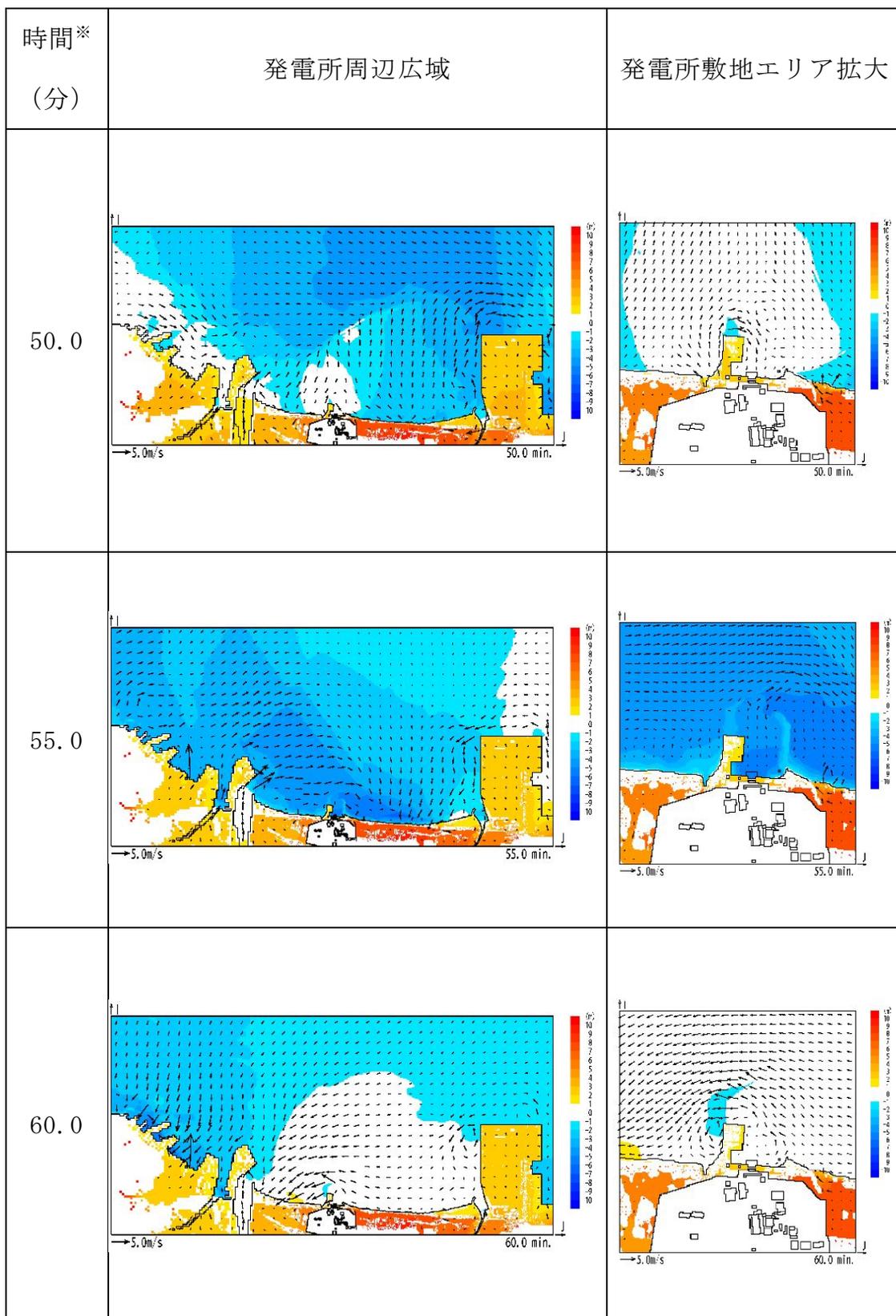


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第2図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (8/11)

5条 添付17-15

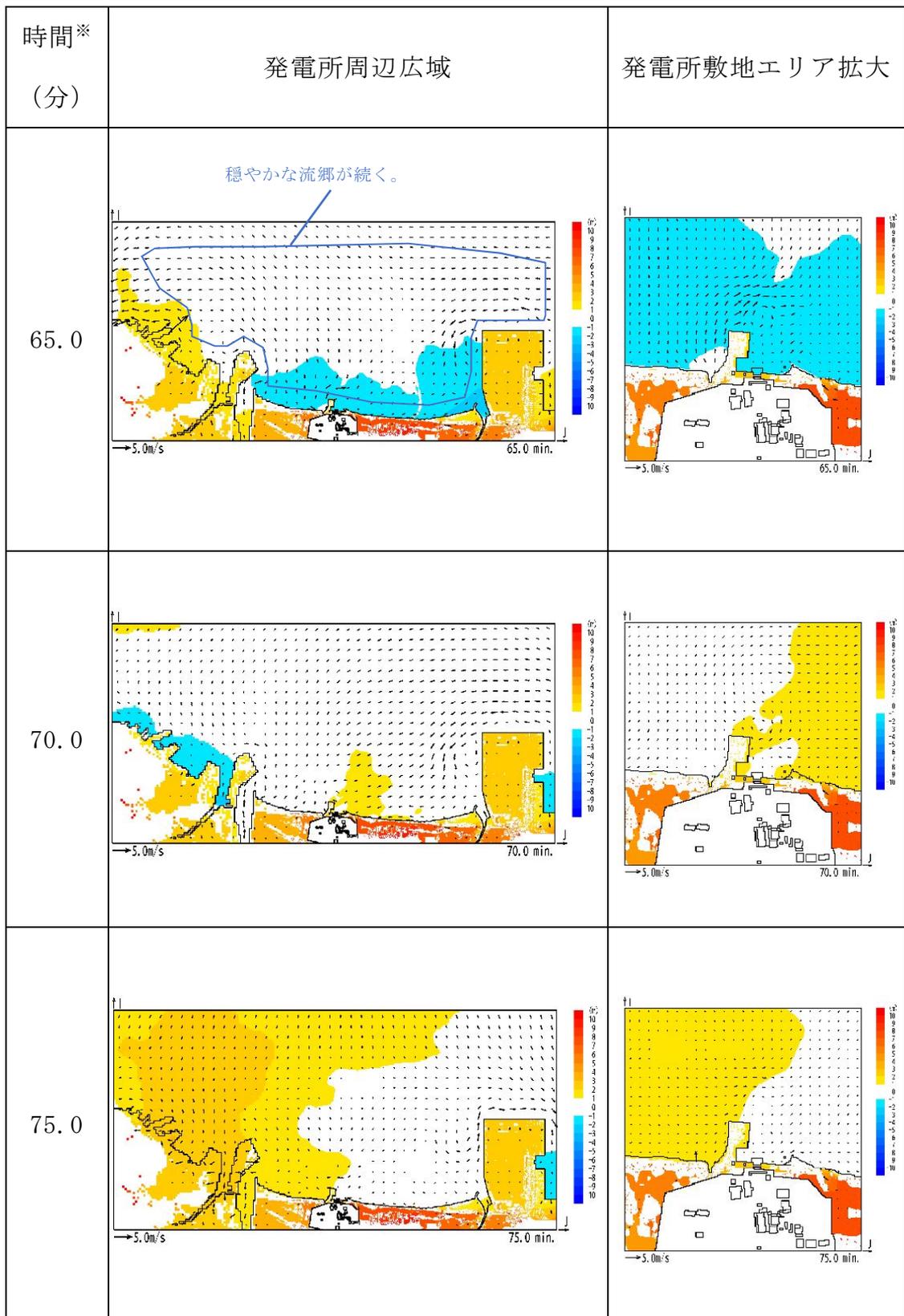


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第2図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (9/11)

5条 添付17-16

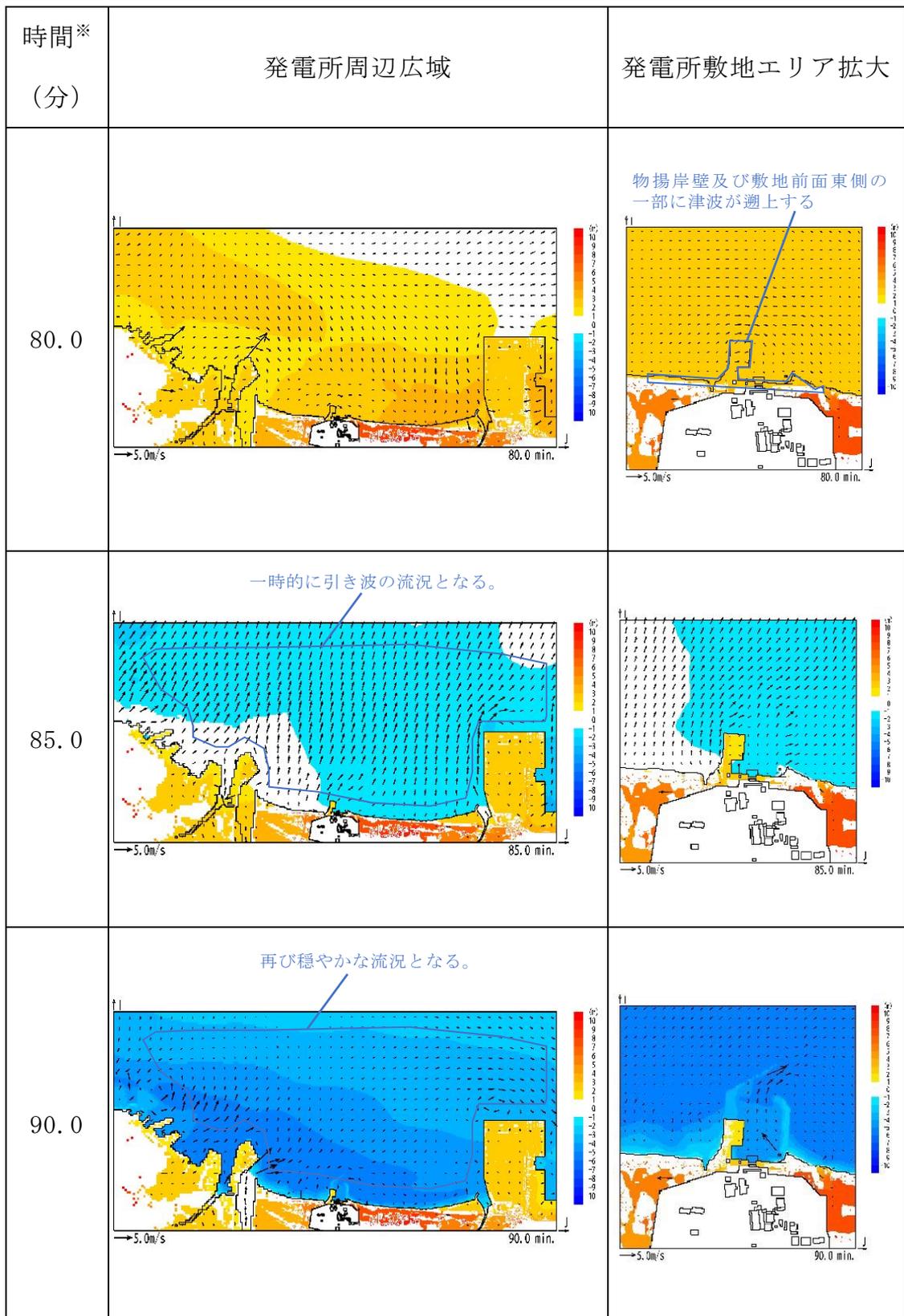


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第2図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (10/11)

5条 添付17-17



※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第2図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (11/11)

5条 添付17-18

2.2 漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性評価

津波流況の考察より，以下のとおり時間分類毎に漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性について評価を実施した。

(1) 津波襲来時（地震発生後 約 34 分～約 40 分）

発電所敷地エリアについては，津波襲来時の流況から，取水口以北の漂流物は敷地前面東側から敷地側面北側へ防潮堤に沿うように移動し，取水口以南の漂流物は敷地前面東側から敷地側面南側へ防潮堤に沿うように移動すると考えられる。

発電所北側エリアについては，津波襲来時の流況から，当該エリアの漂流物は北西方向へ移動すると考えられ，発電所敷地エリアでは引き波へと転じる時間においても当該エリアの漂流物は津波の遡上方向である北西へ移動すると考えられる。

発電所南側エリアのうち常陸那珂火力発電所敷地については，津波襲来時の流況から，常陸那珂火力発電所の敷地における漂流物のうち北側に存在するものは南西へ移動し，南側にあるものは北西へ移動すると考えられる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地については，津波襲来時の流況から，国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地に存在する施設・設備は津波の遡上方向である西へ移動すると考えられる。しかしながら，発電所南側エリアの一部については東海第二発電所の敷地に隣接していることから，漂流物が津波防護施設である防潮堤の敷地前面東側及び敷地側面南側，取水口へ向かうことを否定できない。

以上より，漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性について以下のとおり整理した。

a. 津波防護施設等への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては漂流物が津波防護施設である防潮堤の敷地前面東側、敷地側面北側及び敷地側面南側へ向かう可能性があるため、津波防護施設等へ向かう可能性があるものと評価した。なお、漂流物の衝突力が大きいと考えられる津波襲来時の流況として、敷地前面東側においては防潮堤の軸直交方向に津波が襲来し、敷地側面北側及び敷地側面南側においては防潮堤に沿うように軸方向に津波が襲来することから、漂流物の衝突による影響が大きくなるのは敷地前面東側であると考えられる。

発電所南側エリアについては漂流物が津波防護施設である防潮堤の敷地前面東側及び敷地側面南側へ向かう可能性があるため、津波防護施設等へ向かう可能性があるものと評価した。

発電所北側エリアについては漂流物が津波の遡上方向である北西へ移動すると考えられることから津波防護施設等へ向かわないと評価した。

b. 取水口への到達可能性評価

発電所南側エリアについては漂流物が取水口へ向かう可能性があるものと評価した。

その他のエリアにおける漂流物は陸域側または久慈川上流へ移動すると考えられることから、取水口へ向かわないと評価した。

(2) 引き波時（地震発生後 約 40 分～約 50 分）

発電所敷地エリアについては、引き波時の流況から、漂流物が津波襲来時に敷地側面北側及び敷地側面南側へ移動した後に外海方向へ移動すると考えられるが、津波襲来時に敷地前面東側に漂流物が留まった場合、引き波時において漂流物が貯留堰、取水口へ向かうことを否定できない。

発電所北側エリアについては、引き波時の流況から、漂流物が外海方向へ移動すると考えられる。

発電所南側エリアのうち常陸那珂火力発電所敷地については、引き波時の流況から、漂流物が外海へ移動すると考えられる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地については、引き波時の流況から、漂流物が外海へ移動すると考えられる。

以上より、漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性について以下のとおり整理した。

a. 津波防護施設等への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては、津波襲来時に防潮堤の敷地側面北側及び敷地側面南側へ到達した漂流物が、引き波時に津波防護施設である貯留堰へ向かう可能性があるため、津波防護施設等へ向かう可能性があるものと評価した。

その他のエリアにおける漂流物は継続的に外海方向へ移動すると考えられることから津波防護施設等へ向かわないと評価した。

b. 取水口への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては漂流物が取水口へ向かう可能性がある。

その他のエリアにおける漂流物は継続的に外海方向へ移動すると考えられることから、取水口へ向かわないと評価した。

(3) 収束時（地震発生後 約 50 分～約 90 分）

発電所敷地エリアについては、収束時の流況から、発電所敷地前面の漂流物は一時的に外海へ移動すると考えられるが、比較的穏やかな流況が継続することから、漂流物は大きな移動を伴わないと考えられる。

発電所北側エリアについては、収束時の流況から、当該エリアの漂流

物は一時的に外海へ移動すると考えられるが、比較的穏やかな流況が継続することから、漂流物は大きな移動を伴わないと考えられる。

発電所南側エリアについては、収束時の流況から、当該エリアの漂流物は一時的に外海へ移動すると考えられるが、比較的穏やかな流況が継続することから、漂流物は大きな移動を伴わないと考えられる。

以上より、漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性について以下のとおり整理した。

a. 津波防護施設等への到達可能性評価

各エリアにおける漂流物は大きな移動を伴わないと考えられることから、津波防護施設等へは向かわないと評価した。

b. 取水口への到達可能性評価

各エリアにおける漂流物は大きな移動を伴わないと考えられることから、取水口へ向かわないと評価した。

地震後の防波堤の津波による影響評価について

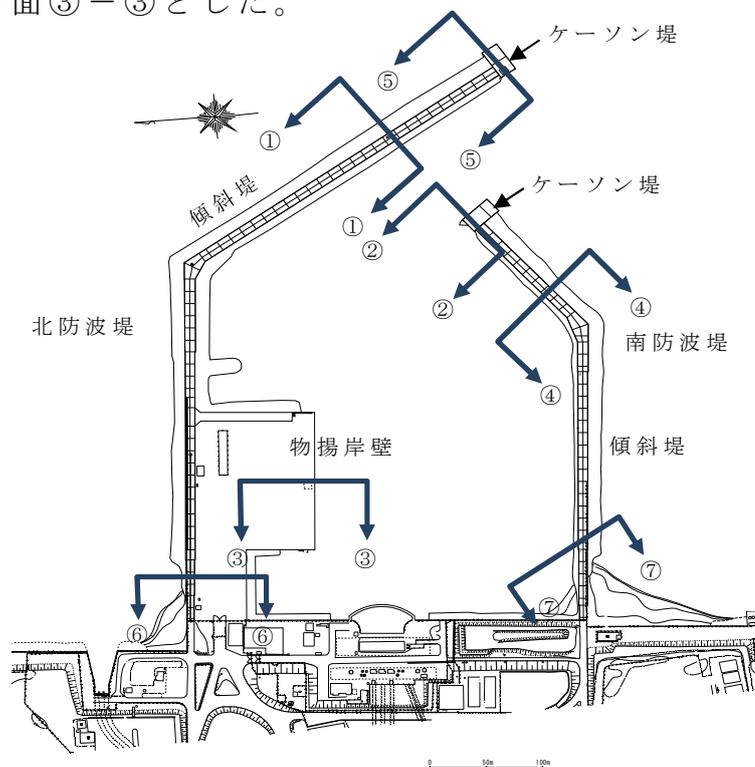
目 次

1. 防波堤の施設概要
2. 防波堤の漂流物化に係る検討方針
3. 地震時評価
 - (1) 解析方法
 - (2) 荷重及び荷重の組合せ
 - (3) 入力地震動
 - (4) 解析モデル
 - (5) 使用材料及び材料の物性値
 - (6) 評価結果
 - (7) 基準地震動 S_s による防波堤への影響評価のまとめ
4. 津波時評価
 - (1) 評価方法
 - (2) 傾斜堤の津波時安定性
 - (3) ケーソン堤の津波時安定性
 - (4) 防波堤漂流物の重要施設への到達の可能性評価
 - (5) 取水施設における取水機能の成立性
 - (6) 津波による防波堤損壊の影響評価のまとめ

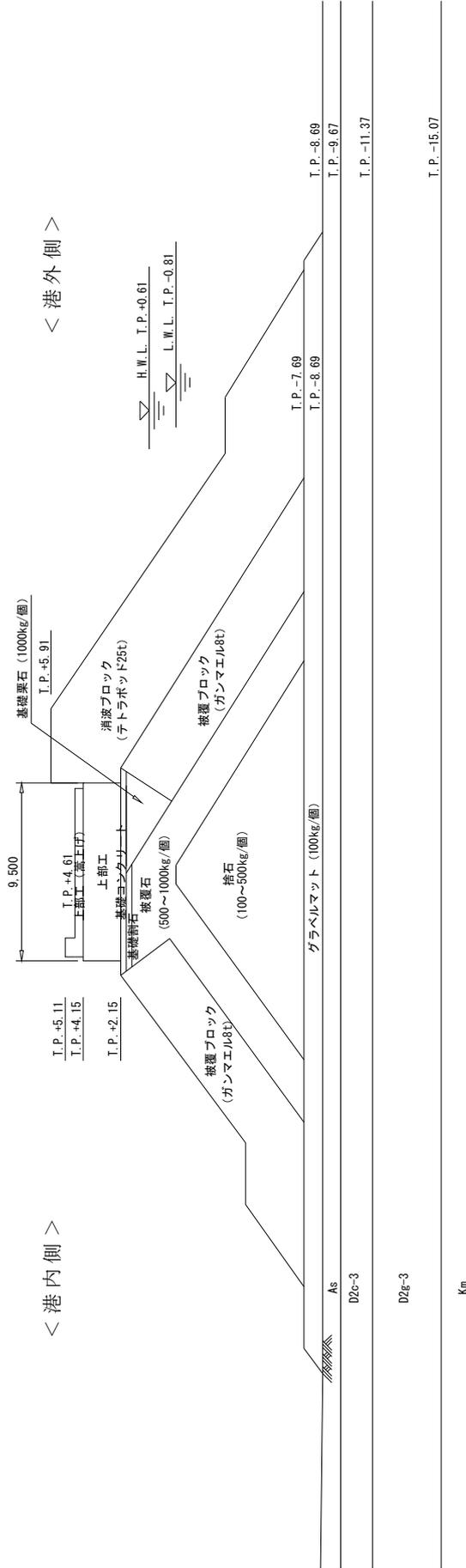
1. 防波堤の施設概要

東海第二発電所の防波堤は、傾斜堤、ケーソン堤及び物揚岸壁からなる。傾斜堤は捨石や消波ブロック類からなり、上端には上部工を設置し道路として使用している。ケーソン堤は傾斜堤の先端部に2函ずつ設置されている。また、物揚岸壁は北側の防波堤にあり、港内側は控え杭式鋼管矢板の岸壁からなる。平面図及び構造断面図を第1図～第8図に、東海港深浅図を第9図に示す。

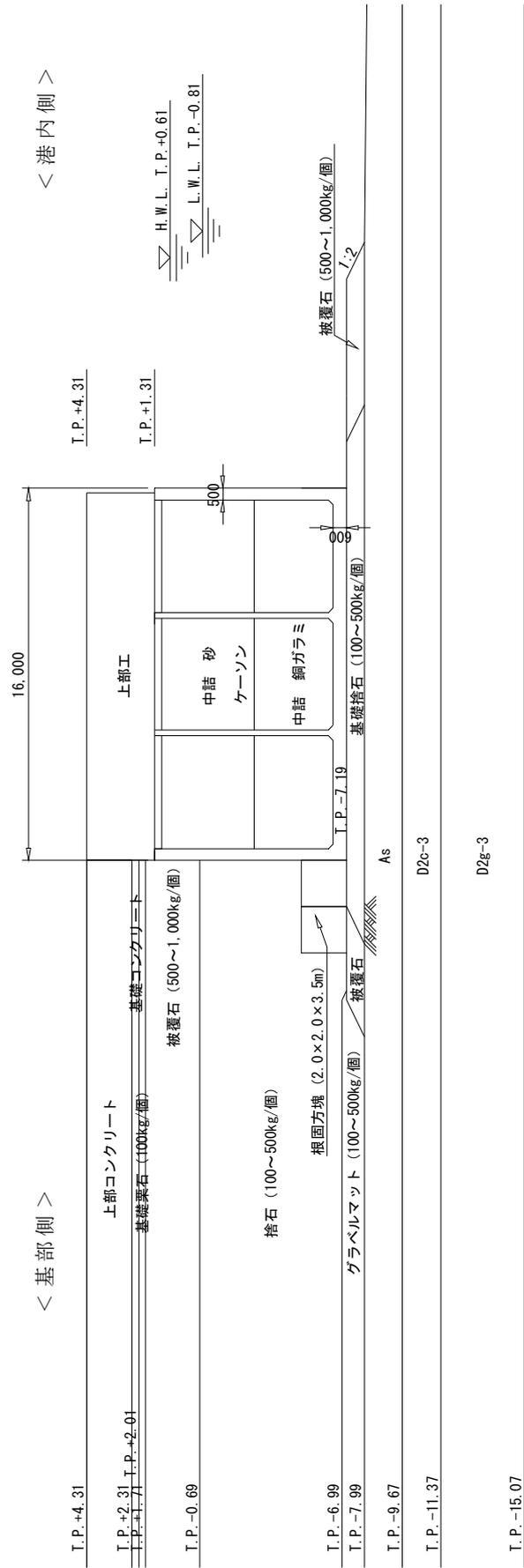
評価を行う断面は、構造形式の異なる傾斜堤、ケーソン堤、物揚岸壁の3断面を選定した。傾斜堤の評価位置は、水深が深い北防波堤先端付近とし、また、大型船舶の緊急離岸のための航路も考慮し、航路幅が最も狭隘となる断面①-①を選定した。ケーソン堤の評価断面は、同様に緊急離岸航路を考慮し南防波堤ケーソン堤断面②-②とした。物揚岸壁の評価断面は、構造や水深が一様のため、大型船舶が接岸する中央位置の断面③-③とした。



第1図 港湾施設平面図



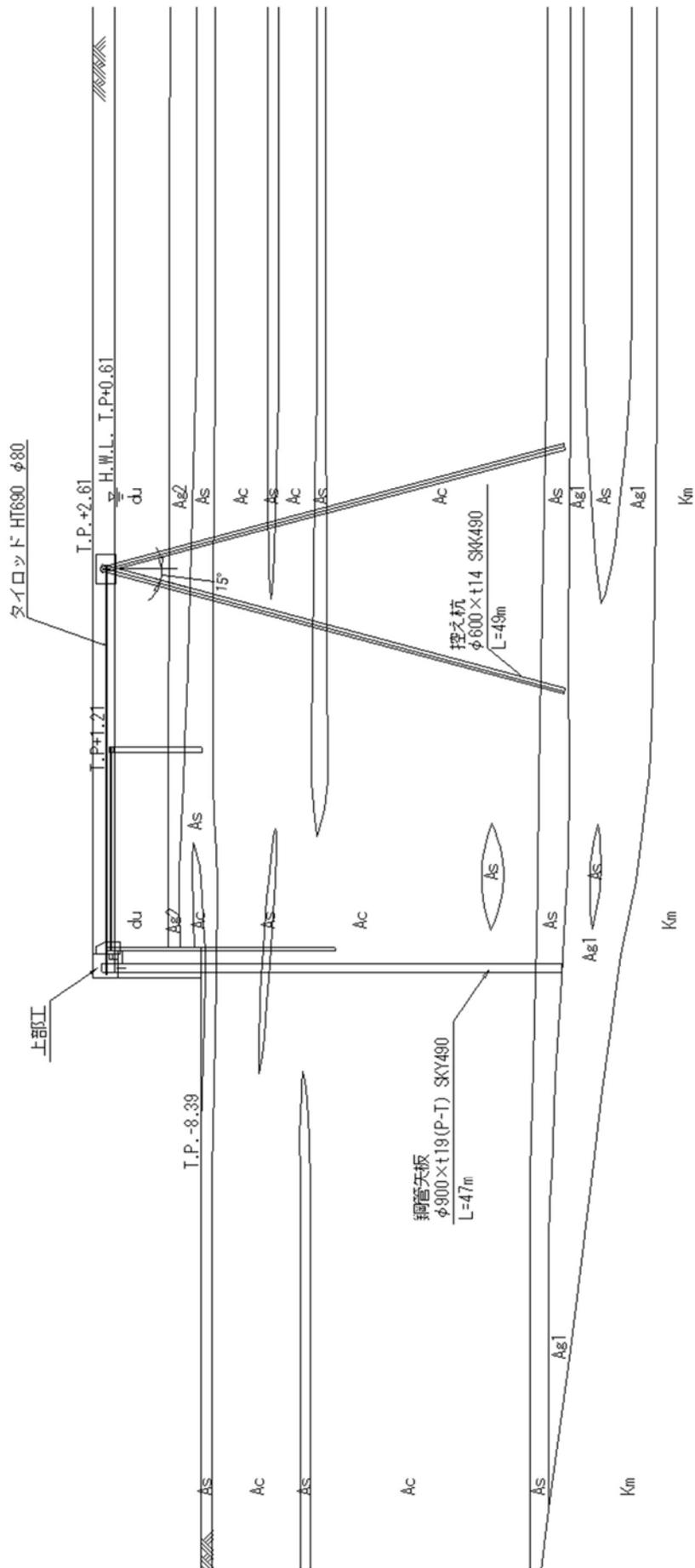
第2図 北側防波堤傾斜堤断面 (①-①)



第3図 南側防波堤ケーソン堤断面 (②-②)

< 港外側 >

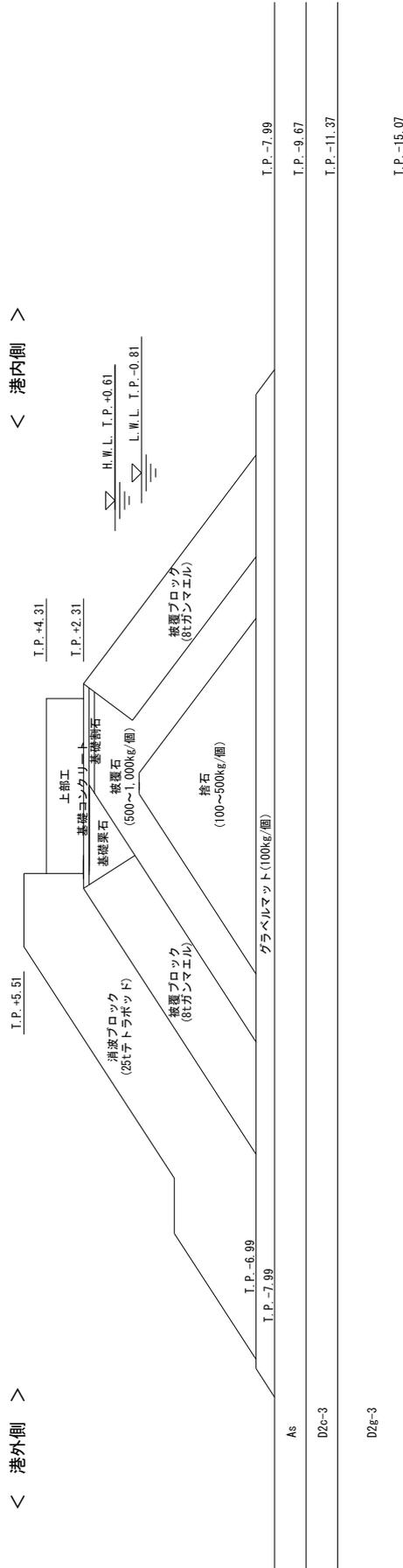
< 港内側 >



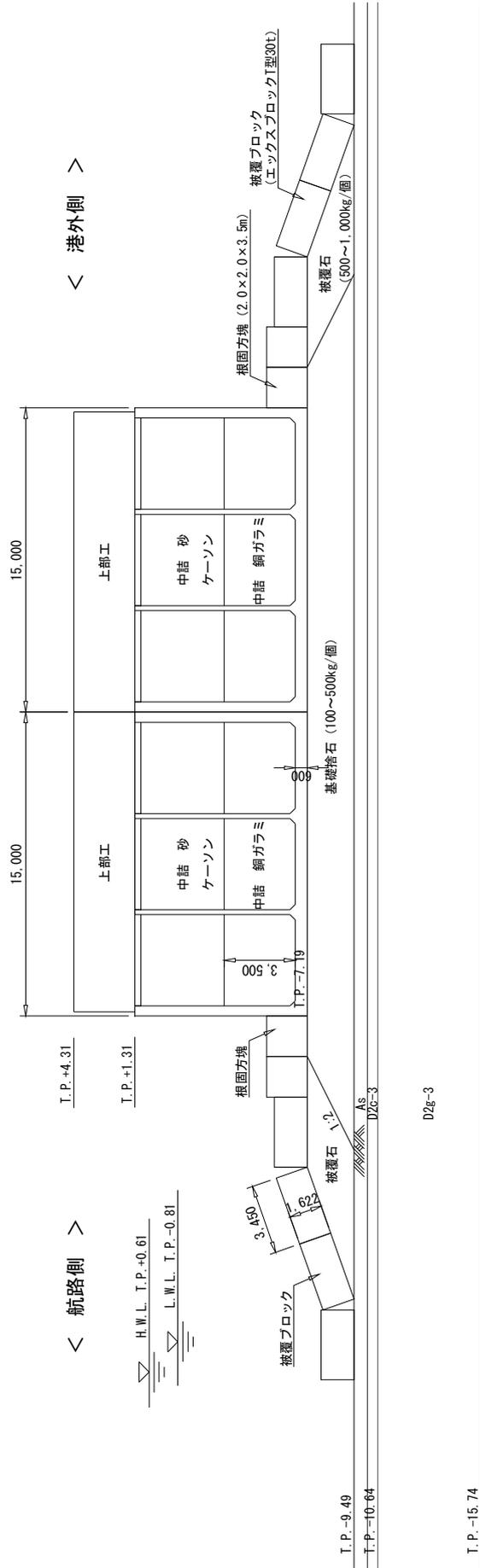
第4図 物揚岸壁断面 (③-③)

< 港内側 >

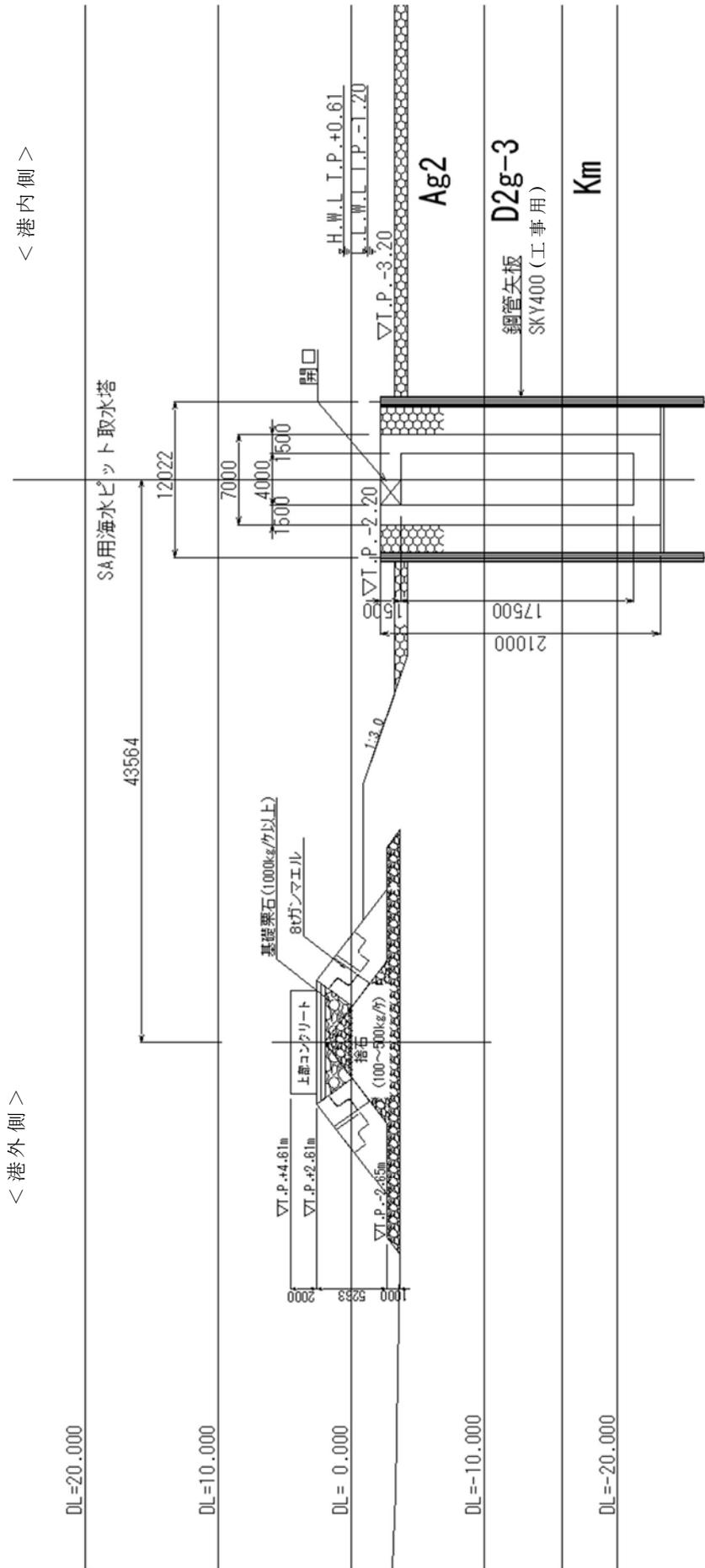
< 港外側 >



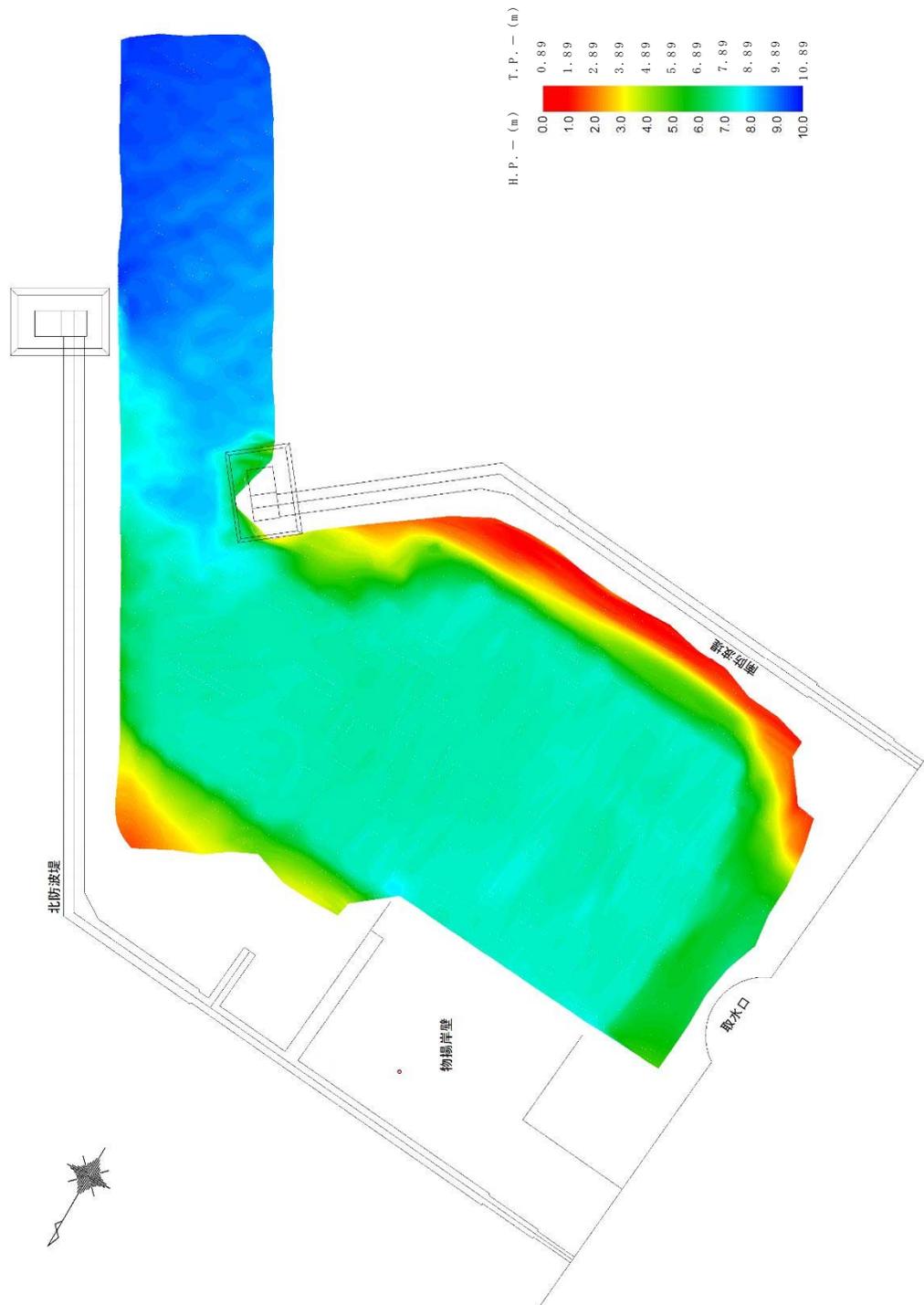
第5図 南側防波堤傾斜堤断面 (④-④)



第 6 図 北側防波堤ケーソン堤断面 (⑤-⑤)



第 8 図 南防波堤陸側側断面 (⑦-⑦)



第 9 図 東海港深浅図 (2016 年 12 月 12 日測量)

2. 防波堤の漂流物化に係る検討方針

基準地震動 S_s 及び基準津波により損傷した防波堤が漂流物化した場合、取水施設である取水口及び SA 用海水ピット取水塔の取水機能並びに貯留堰の海水貯留機能に波及的影響を及ぼすこととなる。

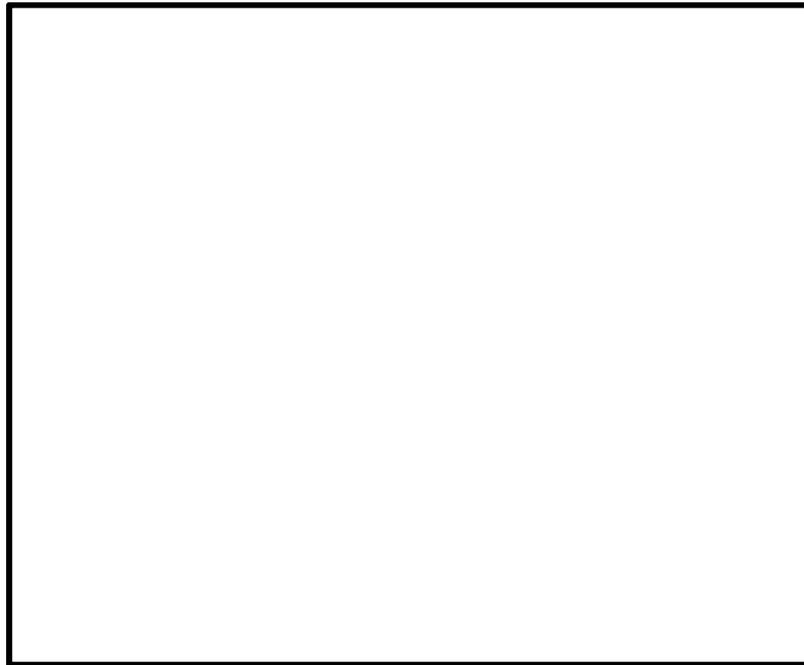
このため、防波堤の基準地震動 S_s 及び基準津波による耐性を確認するとともに、防波堤を構成する部材の漂流物化の可能性、取水施設への到着の有無について評価を行う。

その結果、取水施設への到達が否定できない場合、漂流物化した防波堤の構成部材に対して、取水施設に期待される機能への影響を確認する。

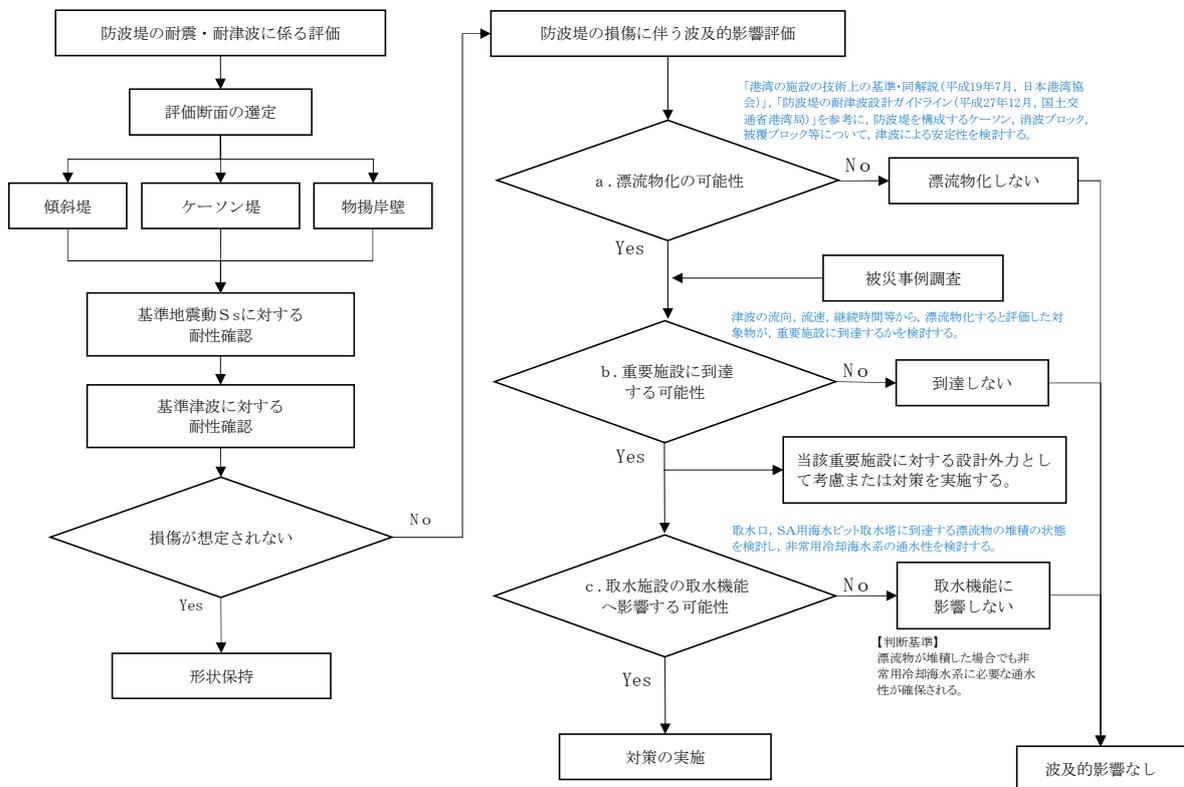
防波堤の漂流物化に伴う波及的影響検討対象施設と想定される損傷モードについて第 1 表に、防波堤の漂流物化に係る波及的影響検討対象施設図を第 10 図に、波及的影響検討フローを第 11 図に示す。

第 1 表 波及的影響検討対象施設と損傷モード一覧表

波及的影響検討対象施設	損傷モード
1. 取水口	<ul style="list-style-type: none">・漂流物による閉塞・漂流物の堆積による取水量の減少
2. 貯留堰	<ul style="list-style-type: none">・漂流物の衝突による損傷・漂流物の堆積による貯留容量の減少
3. SA 用海水ピット取水塔	<ul style="list-style-type: none">・漂流物の衝突による損傷・漂流物による閉塞・漂流物の堆積による取水量の減少



第 10 図 波及的影響検討対象施設図



第 11 図 防波堤の漂流物化による波及的影響検討フロー

3. 地震時評価

(1) 解析方法

防波堤の基礎地盤には、液状化検討対象層が分布しているため、地震後の状態を確認する上で、二次元有効応力解析（FLIP Ver. 7.3.0_2）を用いた地震応答解析を行う。

1) 構造部材

ケーソン及び上部工は、剛体として挙動するため線形弾性体としてモデル化する。

傾斜堤を構成する捨石、被覆石等の石材はマルチスプリング要素でモデル化し、傾斜堤の基礎部ではない消波ブロックは節点荷重でモデル化する。

物揚岸壁の鋼管矢板、鋼管杭は、バイリニア型の非線形はり要素でモデル化し、タイロッドは、引張り方向に抵抗し、圧縮方向には抵抗しないバイリニア型の非線形バネ要素とする。

2) 地盤

地盤の動的変形特性には、Hardin-Drnevich モデルを適用したマルチスプリング要素により、割線せん断剛性比と履歴減衰率のせん断ひずみ依存性を考慮する。

3) 減衰定数

減衰特性は、数値計算の安定のための Rayleigh 減衰と、地盤の履歴減衰を考慮する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下の通り設定する。

1) 荷重

地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

a. 常時荷重

常時荷重として、構造物及び海水の自重を考慮する。

物揚岸壁については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」に準じて，上載荷重（ 15kN/m^2 ）を考慮する。

b. 地震荷重

地震荷重として，基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを第 2 表に示す。

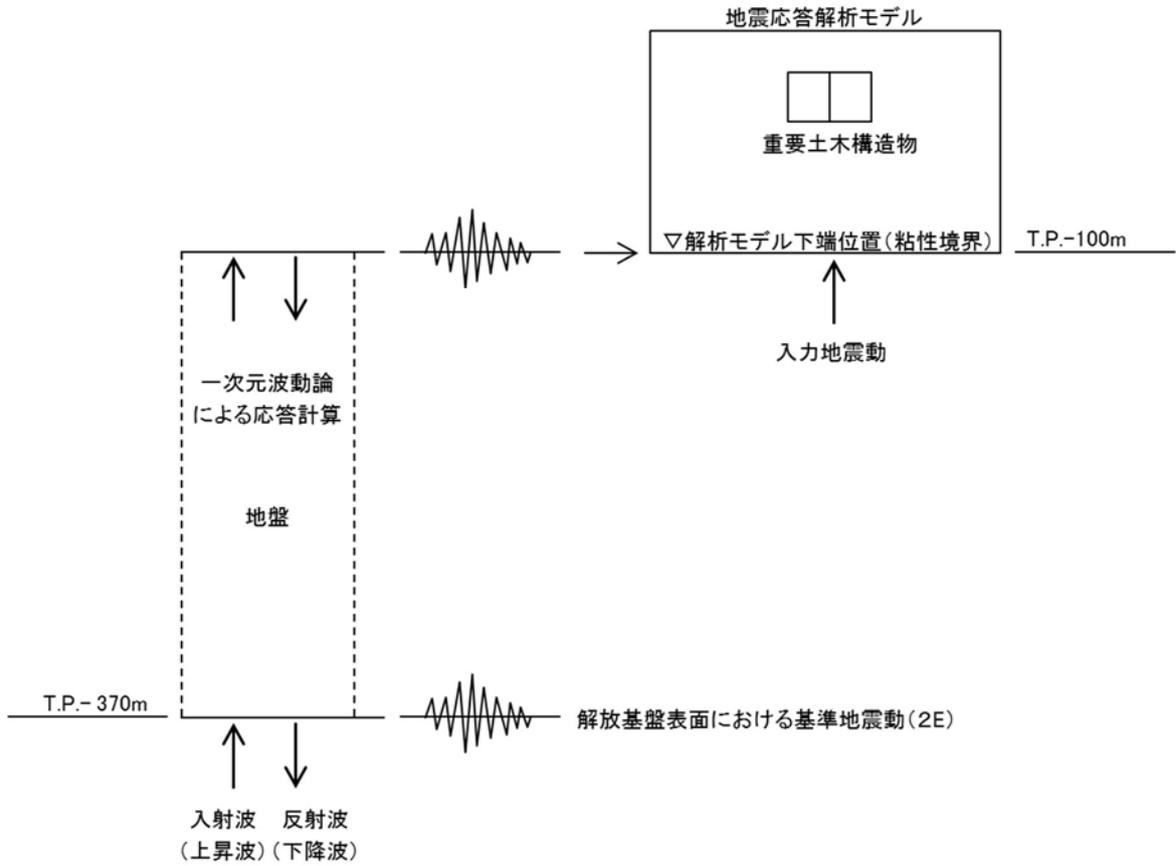
第 2 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	a + b

(3) 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いる。

入力地震動算定の概念図を第 12 図に示す。



第 12 図 入力地震動算定の概念図

(4) 解析モデル

地震応答解析モデルを第 13 図及び第 14 図に示す。

1) 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離が十分長くなるよう広く設定する。

2) 境界条件

解析領域の側面及び底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設ける。

3) 構造物のモデル化

構造物のコンクリート部材は線形平面要素、鋼部材は非線形はり要素又は非線形バネ要素でモデル化する。また、傾斜堤の石材はマルチスプリング要素、消波ブロックは節点荷重でモデル化する。

4) 地盤のモデル化

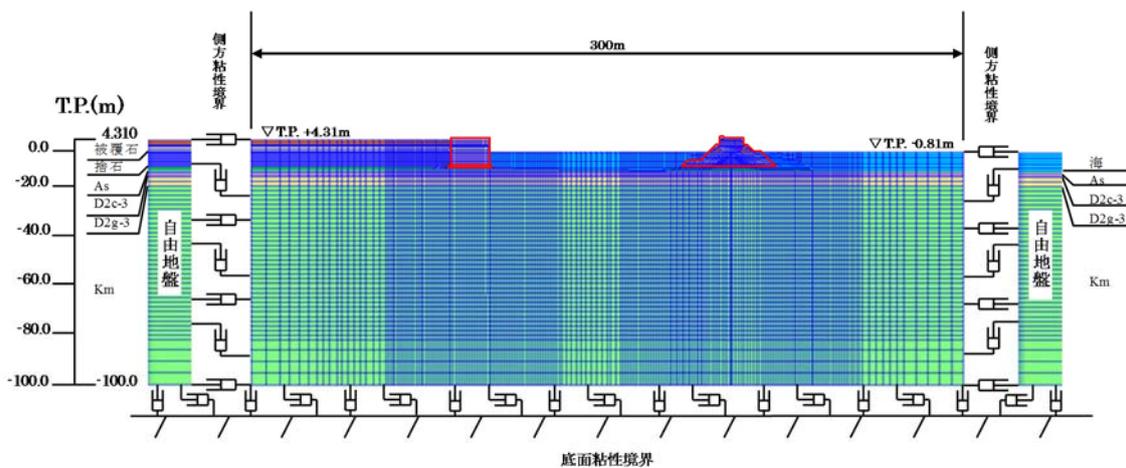
地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

5) ジョイント要素

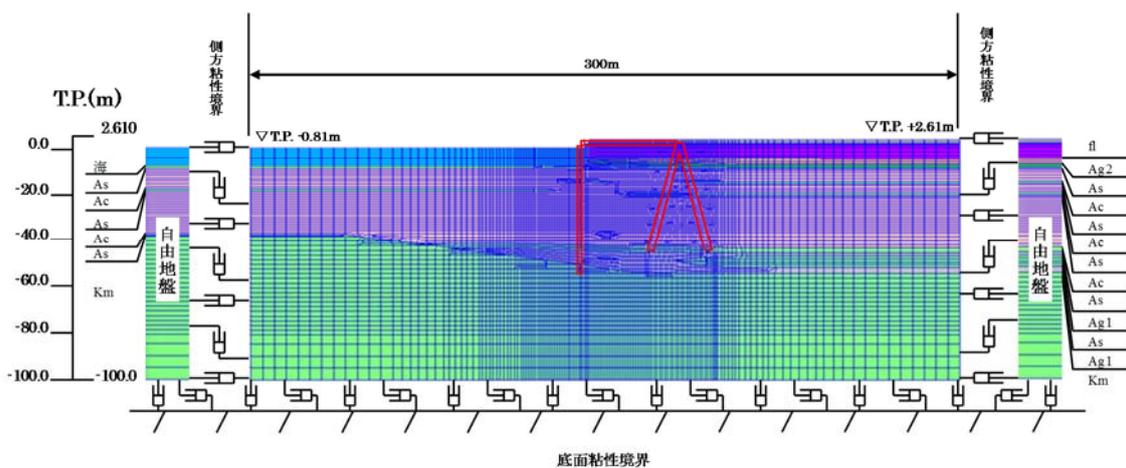
構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより、構造物と地盤の剥離・すべりを考慮する。

6) 水位条件

海面の水位は、基準津波時の水位評価に用いた朔望平均干潮位 L. W. L. T. P. -0.81m とする。



第 13 図 地震応答解析モデル（傾斜堤，ケーソン堤断面）



第 14 図 地震応答解析モデル（物揚岸壁断面）

(5) 使用材料及び材料の物性値

1) 構造物の物性値

使用材料を第3表に、材料の物性値を第4表に示す。

第3表 使用材料

材料	部位	諸元
コンクリート	上部工	設計基準強度 24.0N/mm ²
	基礎	設計基準強度 18.0N/mm ²
	ケーソン(気中)	設計基準強度 24.0N/mm ²
	ケーソン(海中)	設計基準強度 24.0N/mm ²
鋼材	鋼管矢板, 控え工鋼管杭	SKY490, SKK490
	タイロッド	HT690

第4表 材料の物性値

材料	部位	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比
コンクリート	上部工	24.0	25	0.2
	基礎	22.6	22	0.2
	ケーソン(気中)	21.8	25	0.2
	ケーソン(海中)	21.8	25	0.2
	根固方塊	22.6	22	0.2
鋼材	鋼管矢板, 控え工鋼管杭	77.0	200	0.3
	タイロッド	—	200	—

2) 地盤の物性値

解析に用いる地盤の物性値と液状化パラメータを第5表に示す。液状化検討対象層である du 層, Ag2 層, As 層, Ag1 層及び D2g-3 層について液状化強度特性を設定する。液状化パラメータについては、液状化強度試験結果より設定する。

試験結果から設定した解析上の液状化強度曲線を第15図に示す。なお、液状化強度特性が保守的に評価されるように、液状化強度試験値の平均 - 1σ の液状化強度特性を再現するように設定する。

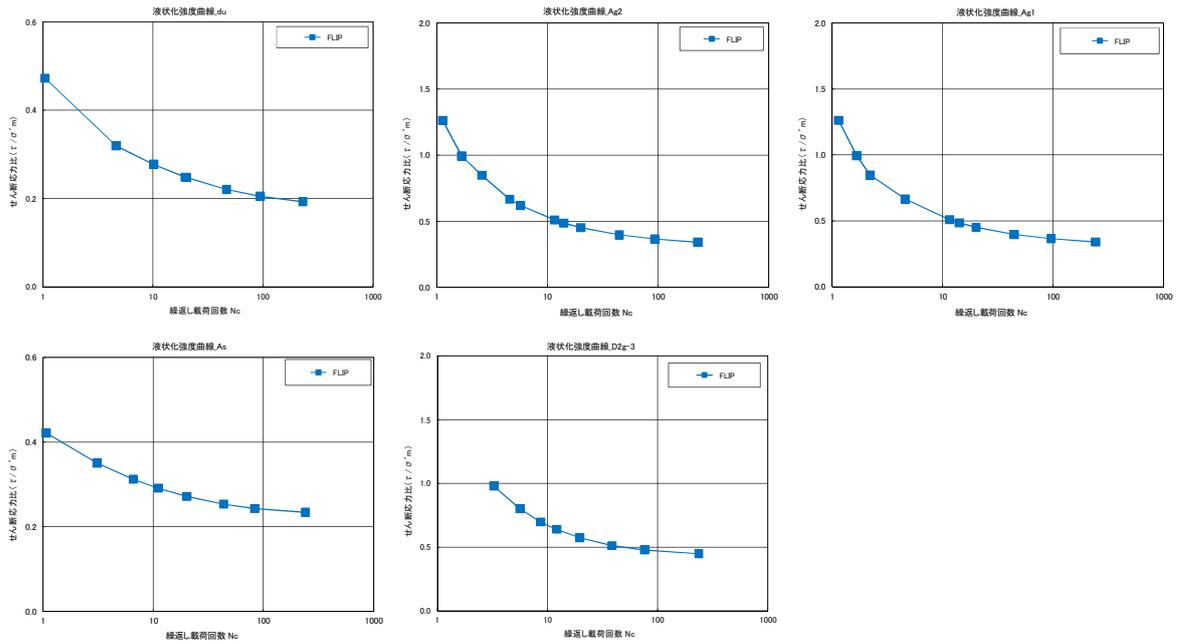
第 5 表 (1) 地盤の物性値と液状化パラメータ

名称	記号	単位	du	Ag2	Ac	As
単位体積質量	ρ	t/m ³	1.98	2.01	1.65	1.74
間隙率	n	—	0.43	0.40	0.61	0.55
基準せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m ²	253,389	278,044	121,857	143,367
基準体積弾性係数	K_{ma}	kN/m ²	443,431	463,407	111,702	250,892
基準平均有効主応力	σ_{ma}'	kN/m ²	358	497	480	378
拘束圧依存係数	mG,mK	—	0.50	0.50	0.50	0.50
ポアソン比	ν	—	0.26	0.25	0.10	0.26
内部摩擦角	ϕ	°	37.3	37.4	29.1	41.0
粘着力	c	kN/m ²	0	0	25	0
最大減衰定数	h_{max}	—	0.220	0.233	0.200	0.216
液状化パラメータ	ϕ_p	°	34.8	34.9	—	38.3
	s1	—	0.047	0.028	—	0.046
	w1	—	6.5	56.5	—	6.9
	p1	—	1.26	9.00	—	1.00
	p2	—	0.80	0.60	—	0.75
	c1	—	2.00	3.40	—	2.27

第 5 表 (2) 地盤の物性値と液状化パラメータ

名称	記号	単位	Ag1	D2c-3	D2g-3	Km
単位体積質量	ρ	t/m ³	2.01	1.77	2.15	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \times Z$
間隙率	n	—	0.40	0.52	0.30	0.54
基準せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m ²	392,183	285,240	1,361,843	$\rho \times V_s^2$
基準体積弾性係数	K_{ma}	kN/m ²	653,638	414,277	2,383,225	$2(1+\nu)/3/(1-2\nu) \times G_{ma}$
基準平均有効主応力	σ_{ma}'	kN/m ²	814	696	1167	動的変形試験における有効上載圧と静ポアソン比より深度毎に設定
拘束圧依存係数	mG,mK	—	0.50	0.50	0.50	0.00
ポアソン比	ν	—	0.25	0.22	0.26	$0.16+0.00025 \times Z$
内部摩擦角	ϕ	°	37.4	35.6	44.4	$23.2+0.099 \times Z$
粘着力	c	kN/m ²	0	26	0	$358-6.03 \times Z$
最大減衰定数	h_{max}	—	0.221	0.186	0.130	履歴減衰率のせん断ひずみ依存性試験データを最小二乗法誤差で再現する最大履歴減衰率を設定
液状化パラメータ	ϕ_p	°	34.9	—	41.4	—
	s1	—	0.029	—	0.030	—
	w1	—	51.6	—	45.2	—
	p1	—	12.0	—	8.00	—
	p2	—	0.60	—	0.60	—
	c1	—	3.35	—	3.82	—

Z: 標高



第 15 図 液状化強度曲線

3) ジョイント要素

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることを基本とし、境界部での剥離・すべりを考慮する。ジョイント要素の特性は法線方向、接線方向に分けて設定する。法線方向では、引張応力が生じた場合、剛性及び応力をゼロとして剥離を考慮する。接線方向では、構造物と地盤の境界部のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。静止摩擦力 τ_f は Mohr-Coulomb 式により規定する。

4) 荷重の入力方法

a. 常時荷重

常時荷重である自重は、鉄筋コンクリートや鋼管矢板等の単位体積重量を踏まえ、構造物の断面の大きさに応じて算定する。

b. 地震荷重

地震荷重は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いて算定する。

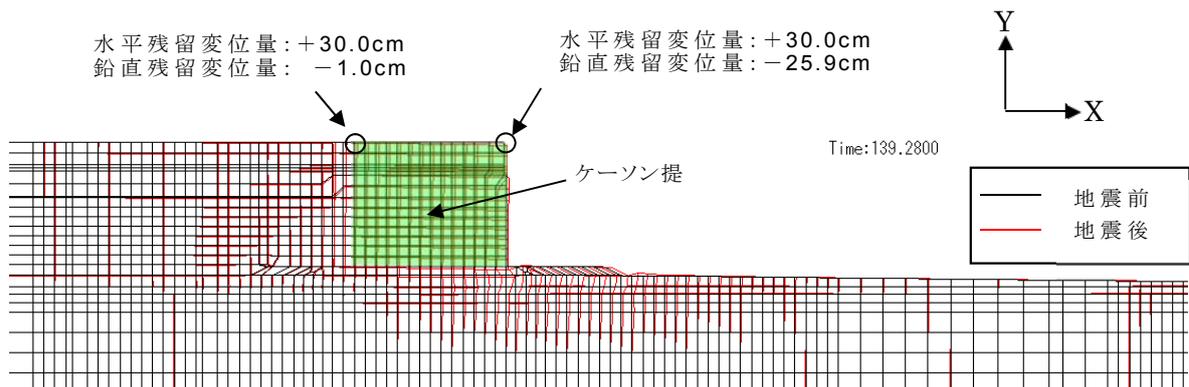
(6) 評価結果

現状のケーソン堤，傾斜堤，物揚岸壁に対する評価結果を示す。

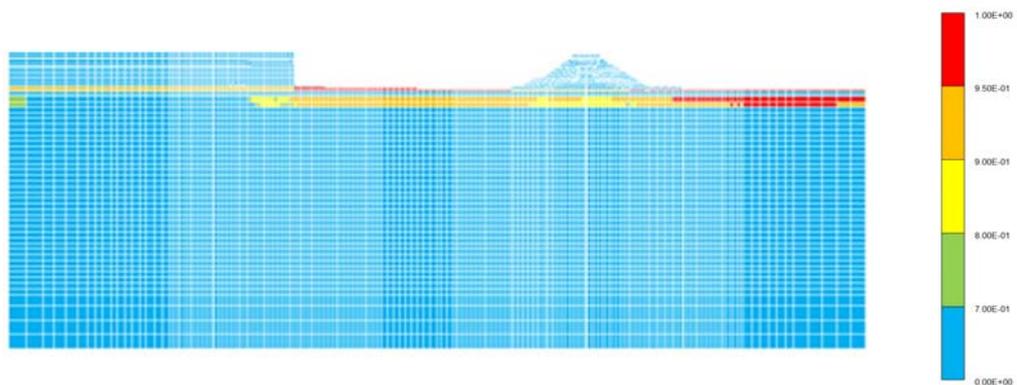
1) ケーソン堤

ケーソン堤は基準地震動 S_s 後に多少傾斜し，水平残留変位量は約 30cm，鉛直残留変位量は約 26cm である。

したがって，基準地震動 S_s 後，津波襲来前のケーソン堤の状態としては，ほぼ当初の位置，高さを確保しているものと判断される。残留変位図を第 16 図，過剰間隙水圧比分布図を第 17 図に示す。



第 16 図 残留変位図 (ケーソン堤)

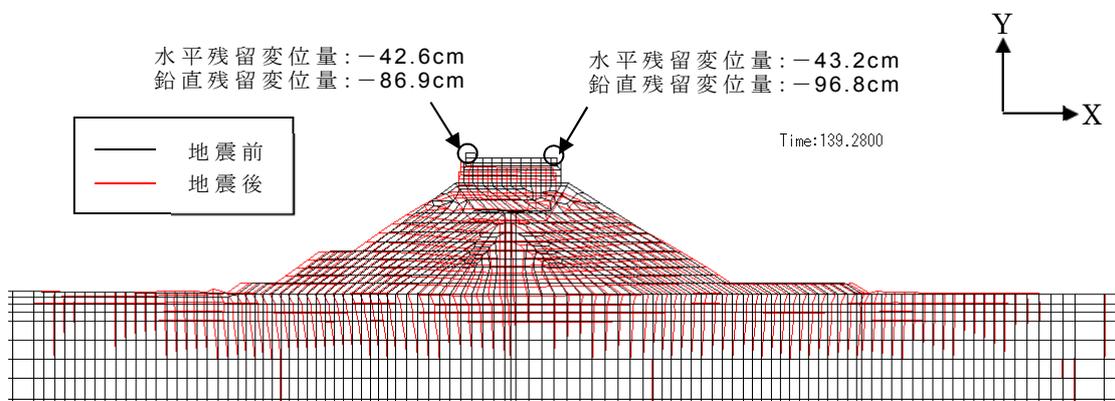


第 17 図 過剰間隙水圧比分布図

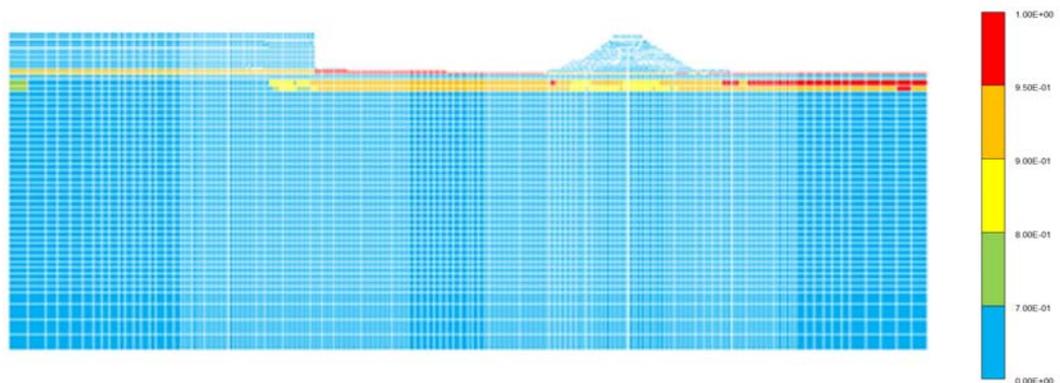
2) 傾斜堤

傾斜堤の基準地震動 S_s による水平残留変位量は約 43cm、鉛直残留変位量は堤外側で約 97cm である。

したがって、基準地震動 S_s 後、津波襲来前の傾斜堤の状態としては、ほぼ当初の位置に存在するものの、傾斜堤天端高さとしては約 1m 低い状態にあると判断される。残留変位図を第 18 図、過剰間隙水圧比分布図を第 19 図に示す。



第 18 図 残留変位図（傾斜堤）



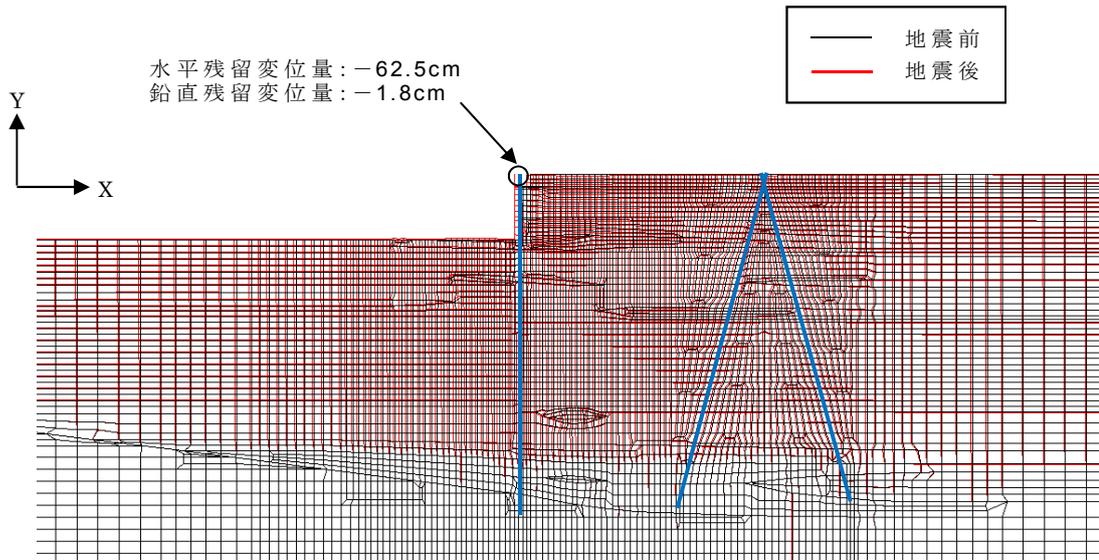
第 19 図 過剰間隙水圧比分布図

3) 物揚岸壁

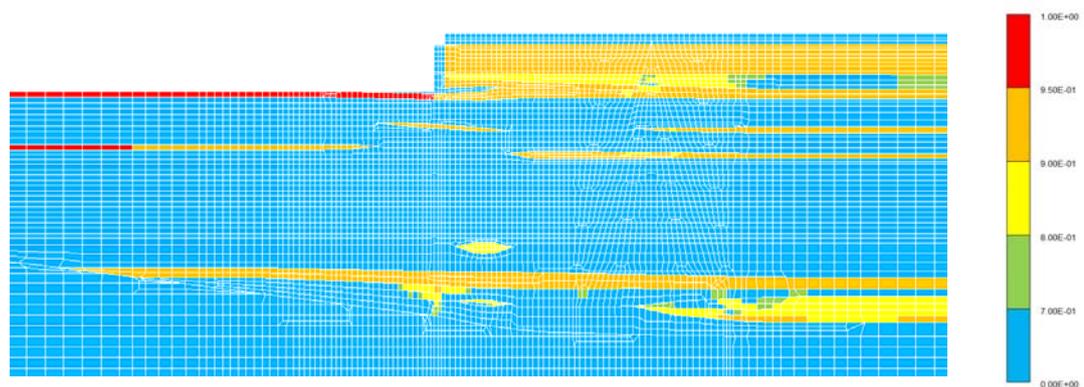
a. 残留変位量

前面鋼管矢板は，基準地震動 S_s により多少前面に変形し，水平残留変位量は約 63cm，鉛直残留変位量は約 2cm である。

残留変位図を第 20 図，過剰間隙水圧比分布図を第 21 図に示す。



第 20 図 残留変位図 (物揚岸壁)



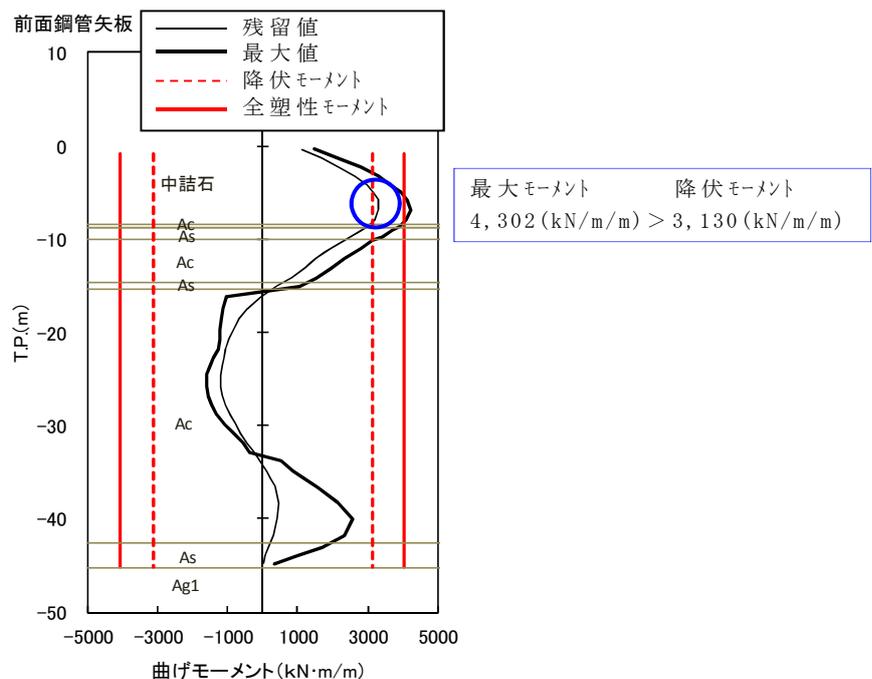
第 21 図 過剰間隙水圧比分布図

b. 照査結果

前面鋼管矢板の最大曲げモーメント分布図を第 22 図，タイロッドの軸方向伸び量時刻歴図を第 23 図，控え工鋼管杭（斜杭）の最大曲げモーメント図を第 24 図，控え工鋼管杭（斜杭）の最大曲げモーメント位置における軸力を考慮した合成照査図（M-N 図）を第 25 図，控え工鋼管杭（斜杭）の最大軸力分布図を第 26 図，支持力の照査結果を第 6 表に示す。

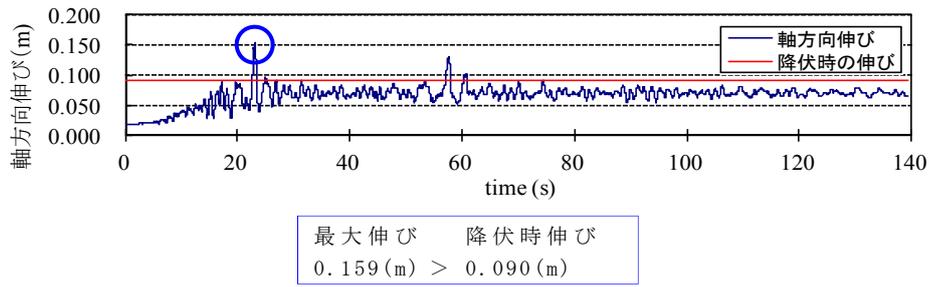
前面鋼管矢板は，曲げに対して海底面付近で降伏モーメントを超過する。また，前面鋼管矢板を支えるタイロッドは，降伏時の伸びを超過する。さらに，控え工鋼管杭（斜杭）は，作用軸力が地盤の極限支持力以下であるが，最大曲げモーメント位置における軸力を考慮した合成照査において，降伏モーメントを超過する。

① 前面鋼管矢板



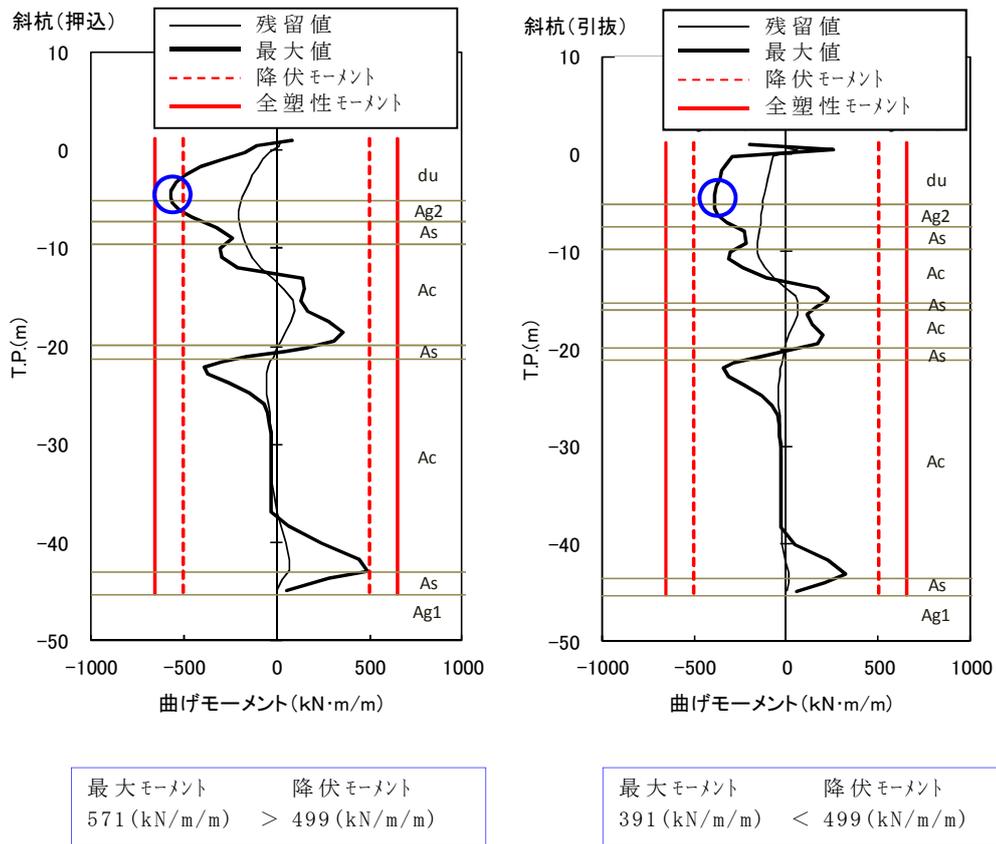
第 22 図 前面鋼管矢板の最大曲げモーメント分布図

② タイロッド



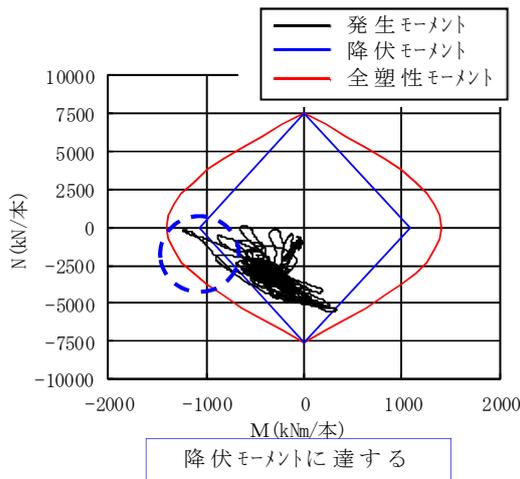
第 23 図 タイロッドの軸方向伸び時刻歴図

③ 控え工鋼管杭（斜杭）

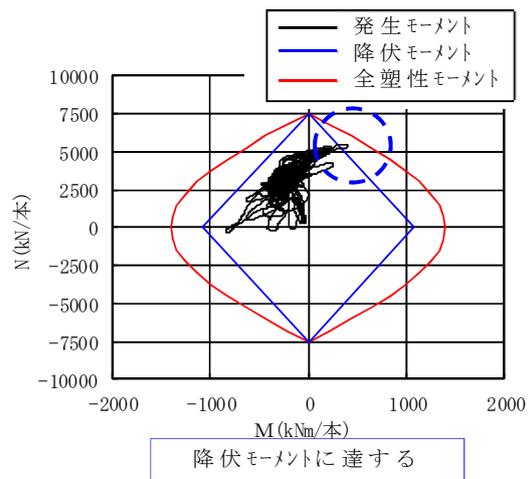


第 24 図 控え工鋼管杭（斜杭）の最大曲げモーメント図

(押込杭)

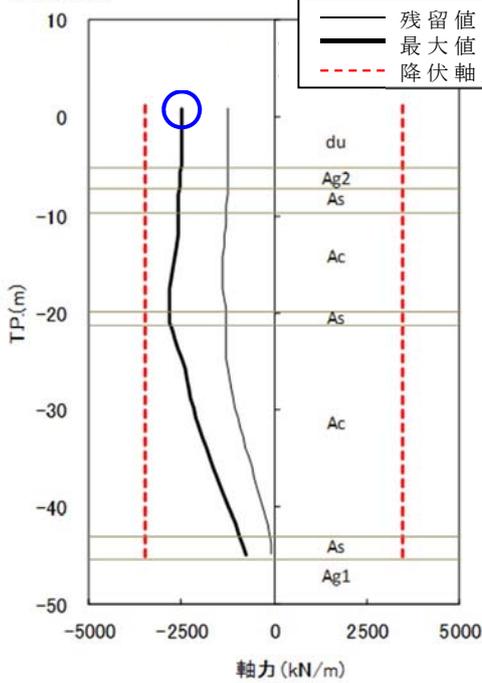


(引抜杭)

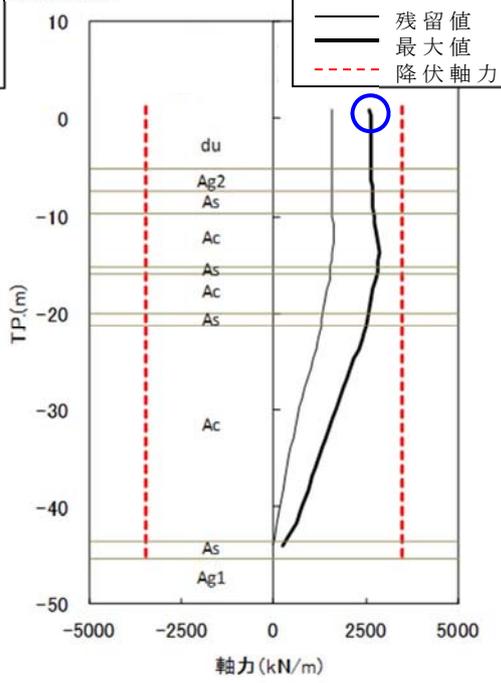


第 25 図 控え工鋼管杭（斜杭）の M-N 図（最大モーメント位置）

斜杭(押込)



斜杭(引抜)



支持力照査用軸力：
 $2,612 \text{ (kN/m)} \times 2.16 \text{ (m)}^{\ast 1} = 5,642 \text{ kN/本}$

支持力照査用軸力：
 $2,608 \text{ (kN/m)} \times 2.16 \text{ (m)}^{\ast 1} = 5,633 \text{ kN/本}$

※1 控え工鋼管杭間隔

第 26 図 控え工鋼管杭（斜杭）の最大軸力分布図

第 6 表 控え工鋼管杭（斜杭）の支持力照査結果

	作用軸力 (kN/本)	極限支持力 ^{※2} (kN/本)	判定
押込杭	5,642	10,267	0.K
引抜杭	5,633	10,040	0.K

※2 極限支持力の算出：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編にて算定

c. 物揚岸壁の評価結果

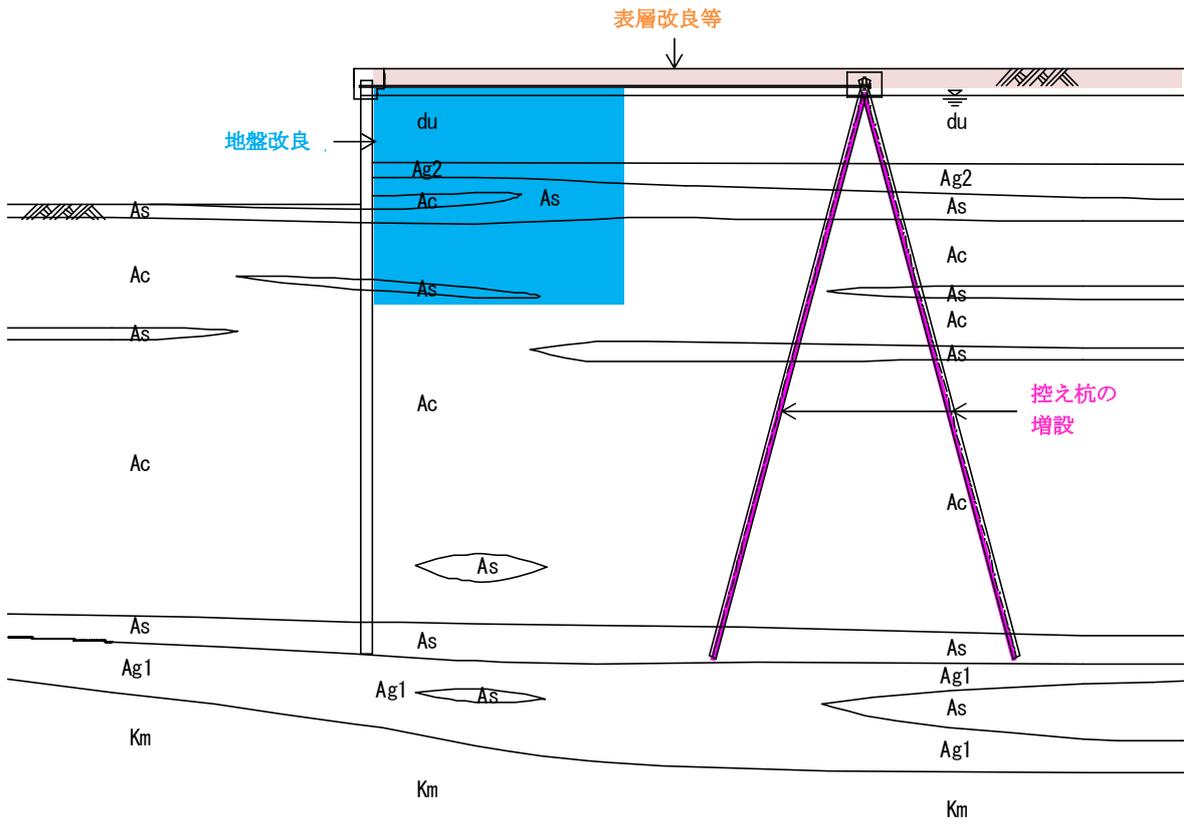
基準地震動 S_s により，物揚岸壁の前面鋼管矢板は，曲げに対して全塑性モーメントに至り，降伏点を超過する。また，タイロッドならびに，控え工鋼管杭（斜杭）についても，降伏点を超過する。

したがって，物揚岸壁は，基準地震動 S_s に対して全ての構造部材が降伏点を超過し，健全性が確保されないことから耐震対策を実施すると共に，漂流物化しない設計方針とする。

d. 物揚岸壁対策の方針

物揚岸壁においては，前面鋼管矢板，タイロッド，ならびに控え工鋼管杭の発生断面力を低減させるために，地盤改良，控え工の増設等による対策を検討し，基準地震動 S_s 後においても，物揚岸壁が健全な状態を維持するように設計する。

また，津波襲来時の越流による前面鋼管矢板背後地盤の洗掘防止に対しては，表層改良等により，津波襲来時の土砂流出等を防止する方針とする。第 27 図に物揚岸壁の対策イメージを示す。



第 27 図 物揚岸壁の対策工イメージ図

(7) 基準地震動 S_s による防波堤への影響評価のまとめ

基準地震動 S_s が防波堤に及ぼす影響としては、主に傾斜堤の沈下であるが、地震後の残留変位量の評価結果から、大規模な損傷には至らないと考えられる。したがって、基準地震動 S_s 後に航路への影響はないものと考えられる。また、物揚岸壁においては、対策工を実施する方針とすることにより、物揚岸壁の健全性を維持することから、基準地震動 S_s による大型船舶の緊急離岸に関しては、影響はないものと判断される。

4. 津波時評価

(1) 評価方法

津波に対する防波堤の安定性を評価するにあたっては、防波堤を構成する各部材の重量や形状に対して、津波の水位や流速、波圧データに基づき評価を行う。

1) 傾斜堤（被覆材・ブロック類）

傾斜堤の被覆材やブロック類の安定性検討としては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」に準じて、イスバッシュ式^{*1}を用いて評価する。この式は米国の海岸工学研究センターが潮流による洗掘を防止するための捨石質量として示したものであり、水の流れに対する被覆材の安定質量を求めるものである。

※1 「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」のイスバッシュ式

$$M_d = \frac{\pi \rho_r U_d^6}{48 g^3 (y_d)^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3}$$

M : 捨石等の安定質量 (t)
 ρ_r : 捨石等の密度 (t/m^3)
 U : 捨石等の上面における水の流れの速度 (m/s)
 g : 重力加速度 (m/s^2)
 y : イスバッシュ (Isbash) の定数
 (埋込まれた石は 1.20, 露出した石は 0.86)
 S_r : 捨石等の水に対する比重
 θ : 水路床の軸方向の斜面の勾配 (°)

なお、上式に用いるイスバッシュ係数は、各検討状態において設定するものとし、基準津波襲来時においては、マウンド被覆材が露出した状態として 0.86 とする。また、基準津波襲来後の状態においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、イスバッシュ係数は 1.20 と設定する。

2) ケーソン堤

ケーソン堤については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」の滑動，転倒^{※2}に基づく安定性の評価並びにイスバッシュ式による漂流物化の評価を行う。なお，津波波力は，「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成27年12月）」の式^{※3}を用いる。

※2 「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」の滑動，転倒照査式

○堤体の滑動照査式

$$f_d(W_d - P_{B_d} - P_{U_d}) \geq \gamma_a P_{H_d}$$

f ：壁体底面と基礎との摩擦係数

W ：堤体の重量（kN/m）

P_B ：浮力（kN/m）

P_U ：津波の揚圧力（kN/m）

P_H ：津波の水平波力（kN/m）

γ_a ：構造解析係数

○堤体の転倒照査式

$$a_1 W_d - a_2 P_{B_d} - a_3 P_{U_d} \geq \gamma_a a_4 P_{H_d}$$

W ：堤体の重量（kN/m）

P_B ：浮力（kN/m）

P_U ：津波の揚圧力（kN/m）

P_H ：津波の水平波力（kN/m）

$a_1 \sim a_4$ ：各作用のアーム長（m）

γ_a ：構造解析係数

※ 3 「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成 27 年 12 月）」の津波波力算定式

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_0ga_I$$

$$p_u = p_1$$

ここに，

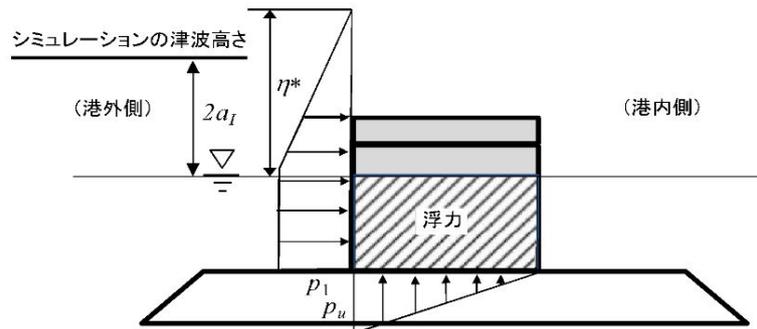
η^* : 静水面上の波圧作用高さ (m)

a_I : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)

ρ_0g : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

p_1 : 静水面における波圧強度 (kN/m²)

p_u : 直立壁前面下端における揚圧力 (kN/m²)



(2) 傾斜堤の津波時安定性

1) 基準津波襲来時（1波目）での限界流速

イスバッシュ式を適用する防波堤マウンドの被覆材等の種類とその重量及び算定した限界流速について第7表に示す。なお、基準津波襲来時においては、マウンド被覆材が露出した状態としてイスバッシュ係数は、0.86とする。

第7表 被覆材等の安定性に係る限界流速（1）

部位	規格	限界流速 (イスバッシュ式より算定)
ケーソン	5,000t/基（防波堤堤頭部）	16.3m/s
上部工	600t/基（傾斜堤部）	12.0m/s
被覆ブロック	32t 根固め方塊ブロック	7.2m/s
	30t 被覆ブロック	5.5m/s
	8t ガンマエル	2.5m/s
	5t ガンマエル	2.3m/s
	2t ガンマエル	2.0m/s
消波ブロック	16t テトラポット	2.8m/s
	25t テトラポット	3.7m/s
石類	基礎割石 100kg/個以下	1.1m/s
	基礎栗石 1000kg/個	1.9m/s
	被覆石 500~1000kg/個	1.7m/s
	グラベルマット等 100~500kg/個	1.3m/s

2) 基準津波襲来後（2波目以降）の限界流速

イスバッシュ式を適用する防波堤マウンドの被覆材等の種類とその重量及び算定した限界流速について第8表に示す。なお、基準津波襲来後の状態においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、イスバッシュ係数は、1.20とする。

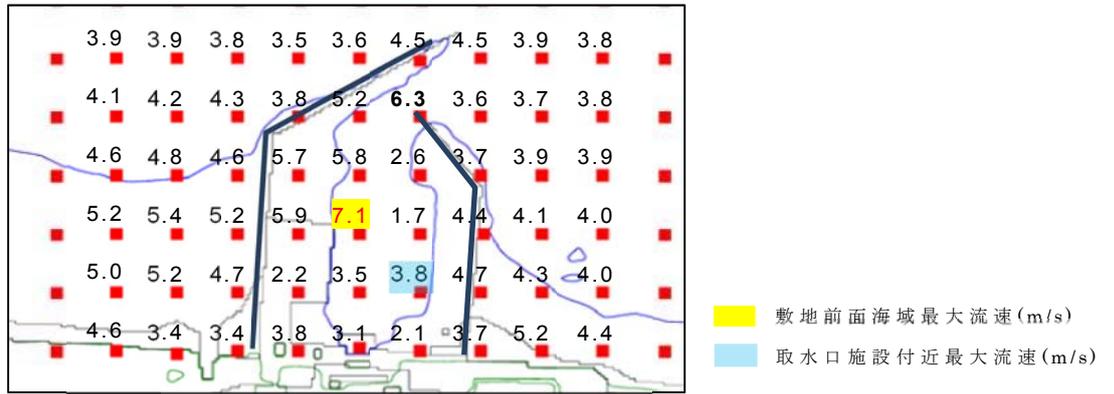
第 8 表 被覆材等の安定性に係る限界流速 (2)

部位	規格	限界流速 (イスハッシュ式より算定)
ケーソン	5,000t/基 (防波堤堤頭部)	22.7m/s
上部工	600t/基 (傾斜堤部)	16.8m/s
被覆ブロック	32t 根固め方塊ブロック	10.1m/s
	30t 被覆ブロック	10.0m/s
	8t ガンマエル	8.0m/s
	5t ガンマエル	7.4m/s
消波ブロック	2t ガンマエル	6.4m/s
	16t テトラポット	8.9m/s
石類	25t テトラポット	9.6m/s
	基礎割石 100kg/個以下	3.6m/s
	基礎栗石 1000kg/個	6.2m/s
	被覆石 500~1000kg/個	5.5m/s
	グラベルマット等 100~500kg/個	4.1m/s

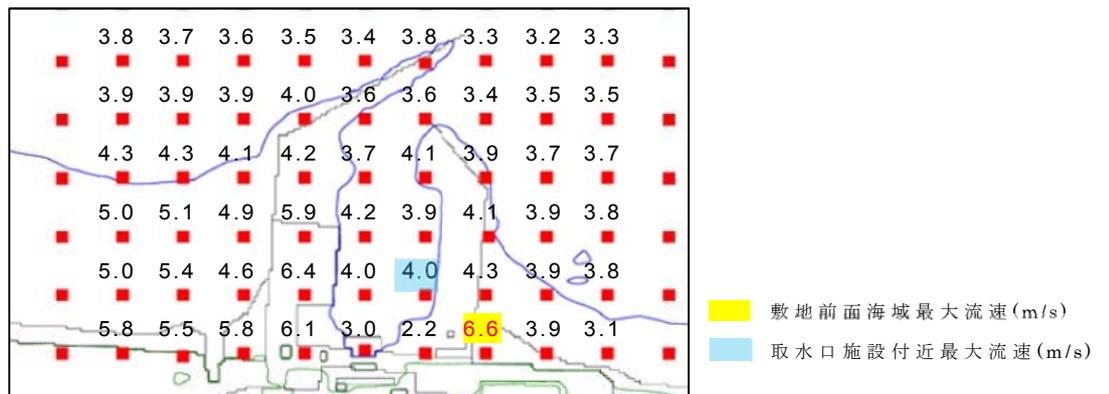
3) 敷地前面海域の流速

基準津波に対して、防波堤がある場合とない場合及び耐震評価結果から保守的に防波堤を 1m 沈下させた場合の 3 つのケースで津波シミュレーションを実施し流速を確認した。その結果、防波堤範囲における最大流速は、防波堤がある場合の約 7.0m/s であることから、基準津波襲来時 (1 波目) においては、30t 被覆ブロック以下の重量の被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化する。一方、基準津波襲来後 (2 波目以降) においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、限界流速が増加するため、2t 被覆ブロック以下の重量のマウンドの被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化するものとする。

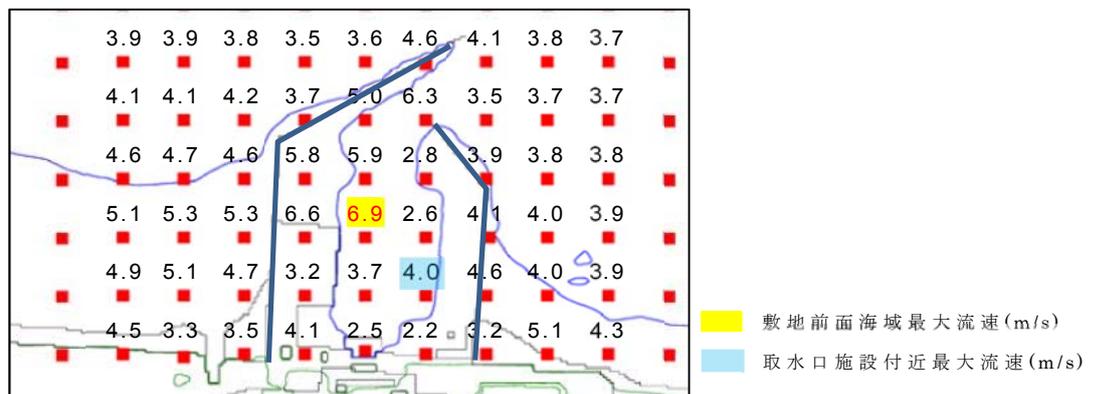
敷地前面海域における最大流速分布図を第 28 図～第 30 図、漂流物化の可能性があるマウンドの被覆材について第 9 表及び第 31 図示す。



第 28 図 前面海域における最大流速分布図（防波堤あり）



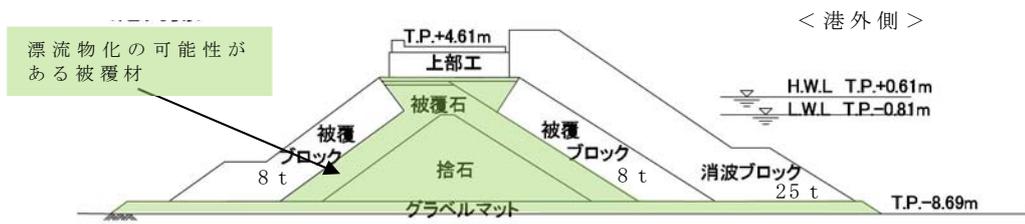
第 29 図 前面海域における最大流速分布図（防波堤なし）



第 30 図 前面海域における最大流速分布図（防波堤 1m 沈下）

第 9 表 漂流物化の可能性があるマウンドの被覆材

部位	規格
被覆ブロック	2t ガンマエル (北, 南側防波堤等の一部範囲)
石類	基礎割石 100kg/個以下
	基礎栗石 1000kg/個
	被覆石 500~1000kg/個
	グラベルマット等 100~500kg/個



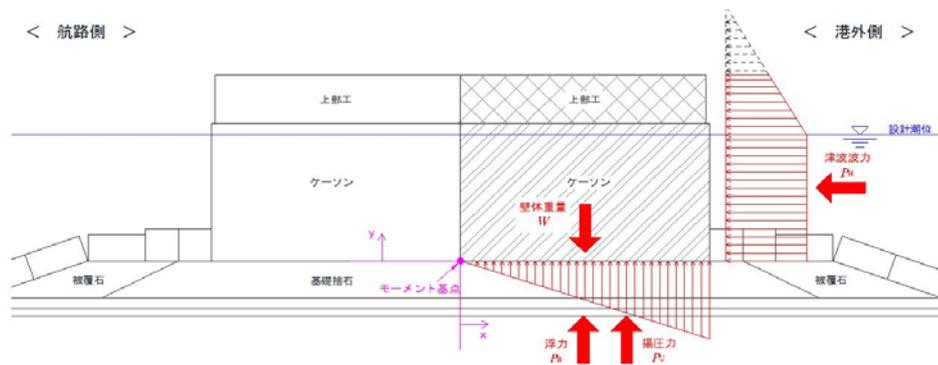
第 31 図 漂流物化の可能性がある範囲図

(二次元有効応力解析断面)

(3) ケーソン堤の津波時安定性

ケーソン堤における基準津波時の津波波力を「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成 27 年 12 月）」の式^{※3}を用いて算定し，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」^{※2}に準じて，ケーソン堤の滑動，転倒照査を行った。

ケーソン堤位置の最大津波高さは，南防波堤で T.P.+13m 程度であり，滑動，転倒照査の結果，安定性は確保されない結果となった。ケーソン堤照査図を第 32 図に示す。



第 32 図 ケーソン堤照査図

また，イスバッシュ式による安定性の評価は，第 7 表，第 8 表に示す通り，限界流速が最大流速を上回ることから，ケーソンは漂流物化しないものと判断される。

(4) 防波堤漂流物の重要施設への到達の可能性評価

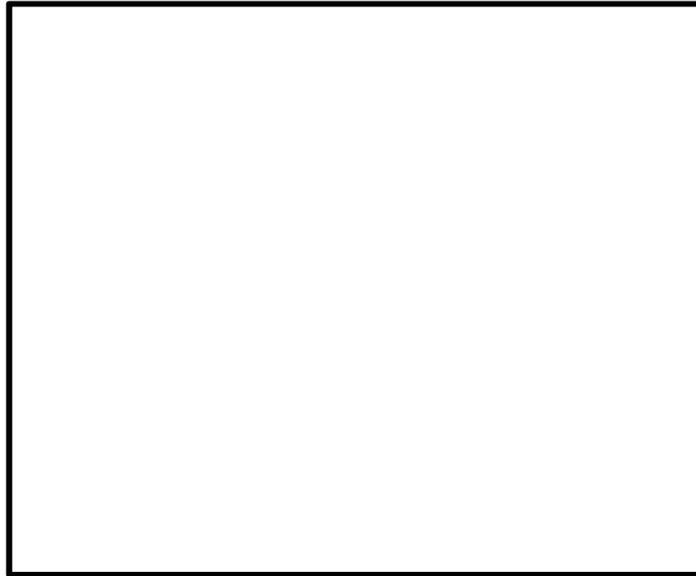
1) 傾斜堤

傾斜堤においては、基準津波襲来後（2波目以降）に、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、限界流速が増加するため、2t被覆ブロック以下の重量のマウンドの被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化するものと考えられる。しかし、取水施設付近での最大流速は概ね4m/s程度であり限界流速を下回ることから、マウンドの被覆材が漂流物化したとしても、これらの施設へ到達する可能性は低いと考えられるが、保守的に漂流物化する可能性があるものとして取り扱う。

2) ケーソン堤

海域の沖合に4函設置されているケーソン堤は、取水施設から直線距離にして350m～550m程度の離隔距離がある。ケーソン堤に関する既往の津波被災事例^{※4}を調査した結果、津波による強い流れによって防波堤のマウンドが大きく洗掘・流出し、かつ津波による強い水平力が原因でケーソン堤が転倒し、場合によっては回転しながらの移動が推定されるとされている。また、津波によるケーソン堤の移動距離は、最大150m程度の事例（東北地方太平洋沖地震、田老漁港、1,000t級ケーソン）が報告されている。

東海第二発電所のケーソン堤は、5,000t級の重量構造物であり、取水施設まで十分な離隔距離があること及びイスバッシュ式による評価では限界流速が最大津波流速を上回っているため、漂流物として取水施設までの到達を考慮しない。第33図に取水設備からの離隔距離図を示す。



第33図 取水設備からの離隔距離図

※4 水産総合研究センター 震災復興に向けた活動報告集1、
平成24年3月、東日本大震災による漁港施設の地震・津
波被害に関する調査報告（第1報）、独立行政法人 水産
総合研究センター

3) 物揚岸壁

物揚岸壁は、耐震性を確保する対策工及び岸壁背後地の洗掘防
止対策工を実施することから、物揚岸壁構造部材ならびに背後地
の土砂の漂流物化はないものとする。

(5) 取水施設における取水機能の成立性

1) 取水口

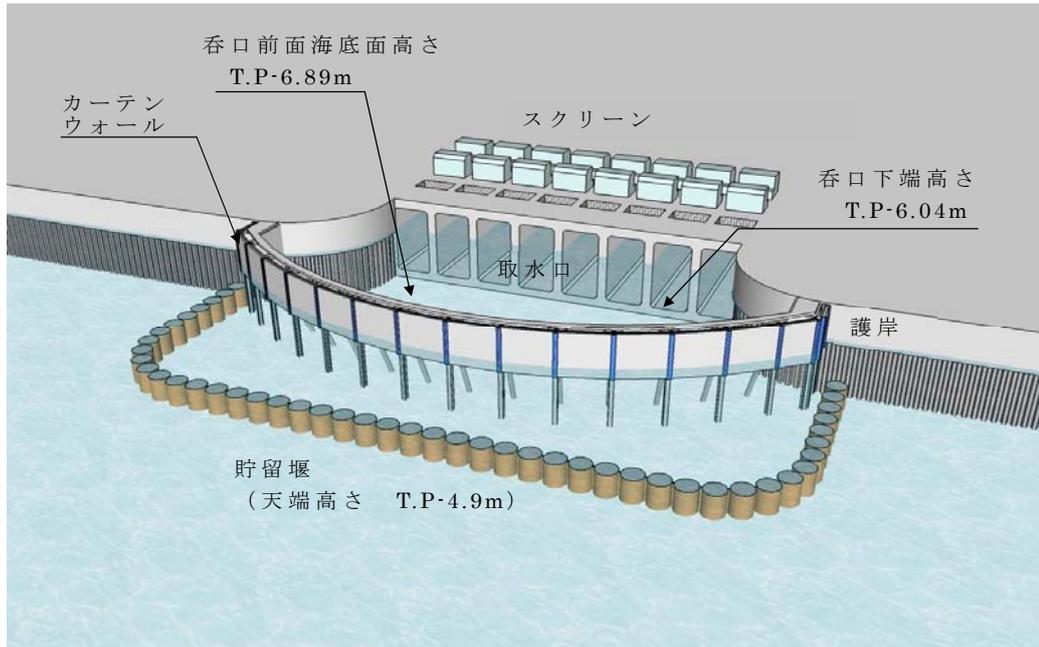
取水口周りの概念図を第34図に示す。

取水口の呑口は8口あり、幅42.8m、高さ10.35m(1口当たりの内部寸法は幅4.1m、高さ8.35m)である。また、呑口下端高さはT.P. -6.04m、呑口前面の海底面高さはT.P. -6.89mであり、取水口前面(カーテンウォール外側)には、天端高さT.P. -4.9mの貯留堰を設置する。

仮にマウンドの被覆材が漂流物化し、取水口周りに到達したとしても貯留堰やカーテンウォールの鋼管杭等の存在、呑口前面の海底面高さ(T.P. -6.89m)と呑口下端高さ(T.P. -6.04m)に約85cmの段差があることから、漂流物が取水口前面又は固定バースクリーンへ到達し難いことは明らかであるが、保守的にマウンドの被覆材が漂流物化し、取水口前面に堆積した場合の取水機能を検討する。

マウンドの被覆材が貯留堰から固定式バースクリーンまで堆積したと仮定し、マウンドの被覆材(100kg/個の捨石程度)の透水係数を 10^2cm/s^{*5} として算出される通水量は約 $14\text{m}^3/\text{s}^{*6}$ となる。ここで、マウンドの被覆材の石材は砂利より間隙が大きく、透水性は高いと考えられるが、保守側に砂利相当の透水係数を用いた。

また、非常用ポンプ7台の必要取水量は、 $1.2\text{m}^3/\text{s}^{*7}$ であり、被覆材の堆積を仮定した場合の通水量が上回ることから、取水機能が失われることはない。



第 34 図 取水口周りの概念図

※5 マウンドの被覆材の透水係数：

「水理公式集（土木学会） P375 表 1.1」より

表 1.1 透水係数の概略値と決定法¹⁾

k (cm/s)	10^2	1.0	10^{-2}	10^{-4}	10^{-6}	10^{-8}
土砂の種類	きれいな砂利		きれいな砂 きれいな砂利 まじりの砂	細砂, シルト, 砂とシルトの混合砂		難透水性土 粘 土
決定法	揚水試験法, 定水位法, 実験公式			変水位法		

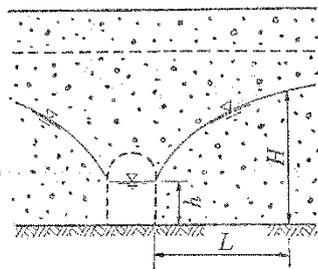
※6 捨石の堆積箇所における通水量：

「水理公式集（土木学会） P383 表 1.5」より

・集水暗きよの取水量公式

$$Q = \frac{k(H^2 - h^2) \cdot l}{L}$$

【解説】本式は準一様流の仮定より得られ、Dupuit-Forchheimer の式と呼ばれている。



※左式は水路両面からの流入量のため、算出は 1/2 倍とする。

- ・捨石の透水係数 $k = 1 \times 10^2 \text{ cm/s}$
- ・静水面 = L. W. L. = T. P. - 0.81m
- ※常時を想定、水位が低い方が保守側
- ・水路床高 = T. P. - 6.89m
- ・ $H = (T. P. - 0.81\text{m}) - (T. P. - 6.89\text{m}) = 6.08\text{m}$
- ・ $h = (T. P. - 5.66\text{m}) - (T. P. - 6.89\text{m}) = 1.23\text{m}$
- ・ $l = 32.8\text{m}$
- 水路幅（スクリーン室幅 $4.1\text{m} \times 8$ 箇所）
- ・ $L = 42.33\text{m}$
- 流路長（貯留堰～スクリーンの距離）

$$Q = \frac{k \times (H^2 - h^2) \times l}{L} \times \frac{1}{2} = \frac{1 \times 10^2 \times 10^{-2} \times (6.08^2 - 1.23^2) \times 32.8}{42.33} \times \frac{1}{2} = 13.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

※7 非常用ポンプ必要取水量：

ポンプ名称	定格流量(m ³ /h)	運転台数(台)	取水量合計	
			(m ³ /h)	(m ³ /min)
残留熱除去系海水ポンプ	886	4	3,544	59.07
非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ	273	2	546	9.10
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ	233	1	233	3.88
合計			4,323	72.05

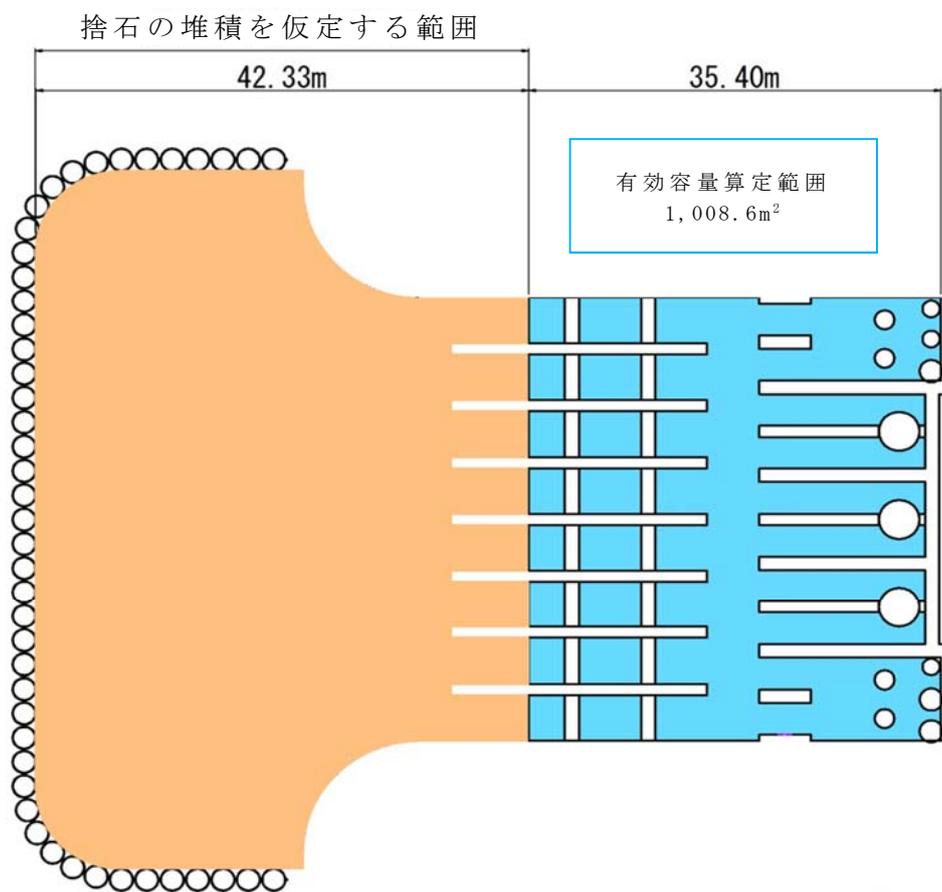
$$\text{必要取水量} : 72.05\text{m}^3/\text{min} = 1.2\text{m}^3/\text{s}$$

2) 貯留堰

貯留堰は、取水口の前面に設置されており、50tの漂流物の衝突荷重を考慮した設計としている。仮に最大重量の漂流物である2t被覆ブロックが衝突したとしても、損壊はしない。また、マウンドの被覆材が漂流物化し、貯留堰を越えて貯留堰内に流入する可能性は低いと考えられるものの、保守的に貯留堰内に到達したものと仮定し、引き波時の貯留機能を検討する。

被覆材が貯留堰からスクリーンまでの約40m範囲を埋めつくしたとしても、スクリーン内部の貯留量が約517m³（第36図）であり、引き波時間約3分間の非常用ポンプ必要取水量約220m³（ $\approx 72.05\text{m}^3/\text{min} \times 3\text{min}$ ）を確保することが出来る。

貯留堰の有効容量平面図を第35図に、有効容量縦断面図を第36図に、貯留堰前面の引き波の継続時間を第37図に示す。



第 35 図 有効容量平面図



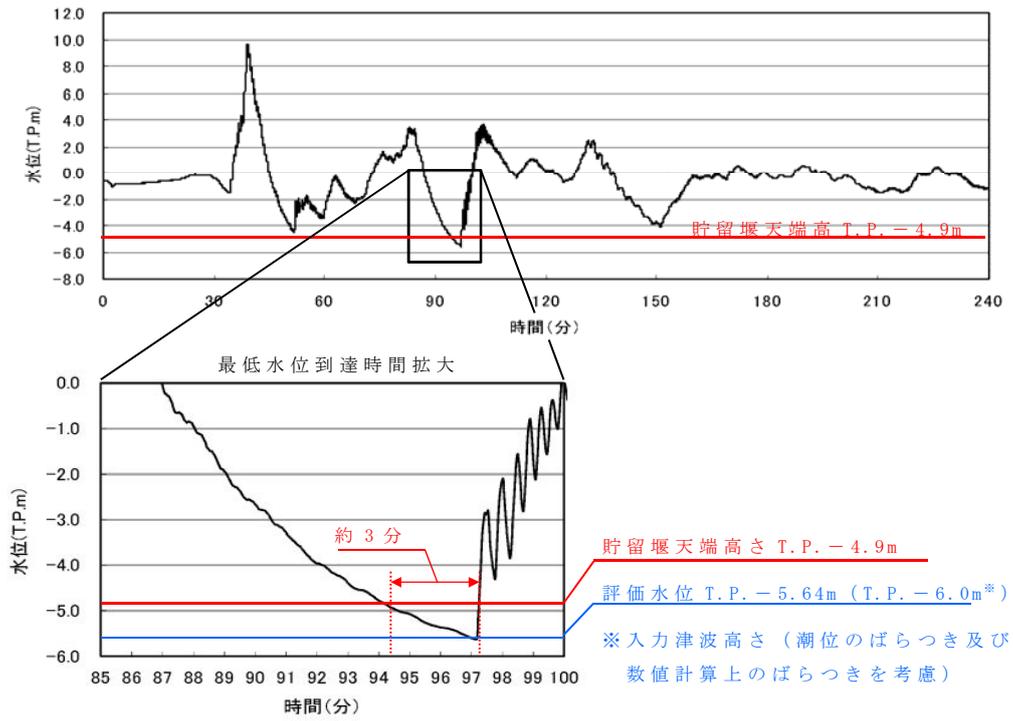
(面積×高さ) - (スロッシングによる溢水量)
 = (1,008.6m²×0.76m) - 249m³ ※8
 = 517m³

有効容量算定範囲
 高さ:0.76m
 (T.P.-4.9m) - (T.P.-5.66m)

第 36 図 有効容量縦断面図

※8 スロッシングによる溢水量：

「貯留堰の設置位置及び天端高さの決定の考え方」から引用



第 37 図 引き波の継続時間

3) S A用海水ピット取水塔

S A用海水ピット取水塔の平面図を第 38 図，断面図を第 39 図に示す。S A用海水ピット取水塔は，海底面から R C 構造の立坑が 1 m 程度突出した構造であり，立坑内には鋼製の通水管を設置している。

当該取水塔は，50t の漂流物の衝突荷重を考慮した設計としている。仮に最大重量の漂流物である 2t 被覆ブロックが衝突したとしても，損壊しない。

取水塔上面には，漂流物の流入防止として取水塔の側壁上部に沿って円周上に約 60cm 間隔で設置する幅約 30cm，高さ約 30cm の支柱の上部に約 30cm 角の格子状の鋼材により開口を設けた蓋を設置するため，漂流物化した防波堤のマウンド被覆材のうち，100kg/個（形状：立方体 1 辺 約 32cm～35cm）のものに対しても，進入を防止出来る。

また，立坑内に設置する通水管の取水部は，ピット底部から約 12m 上方に，複数個設置し，その開口は下向きとすることでピット上部の格子蓋を通過した漂流物の直接的な侵入及び堆積物の進入を抑止している。

更に，漂流物化するマウンド被覆材が，S A用海水ピット取水塔周辺を覆いつくしたとして，S A用海水ピットの取水機能を検討する。

漂流物化したマウンドの被覆材が，S A用海水ピット取水塔を中心に円形に堆積したと仮定し，マウンドの被覆材（100kg/個の捨石程度）の透水係数を 10^2cm/s^{*5} として算出される通水量は約 $1.5 \text{m}^3/\text{s}^{*9}$ となる。ここで，マウンドの被覆材の石材は砂利よ

り間隙が大きく，透水性は高いと考えられるが，保守側に砂利相当の透水係数を用いた。また，SA用海水ピット取水塔の必要取水量は $0.75\text{m}^3/\text{s}$ ※10であり，マウンドの被覆材の堆積を仮定した場合の通水量が上回ることから，取水機能が失われることはない。SA用海水ピット取水塔部の漂流物堆積イメージ図を第40図に示す。

※9 捨石の堆積箇所における通水量：

「水理公式集（土木学会） P378 表 1.3」より

・通常井戸の取水量公式

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10} (R/r_0)}$$

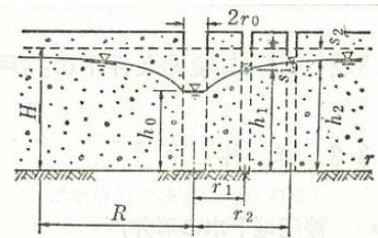
平衡式(揚水試験)

$$Q = \frac{\pi k (h_2^2 - h_1^2)}{2.3 \log_{10} (r_2/r_1)}$$

あるいは

$$k = \frac{0.733 Q \log_{10} (r_2/r_1)}{(h_1 + h_2)(s_1 - s_2)}$$

【解説】本表A欄の解説を参照のこと。井底だけから流入する観測井を $r \geq 0.6H$ の範囲に設ける場合には，観測井底を不透水層から $H/2$ の高さの位置に設け，その水位を用いてもよい⁵⁾。



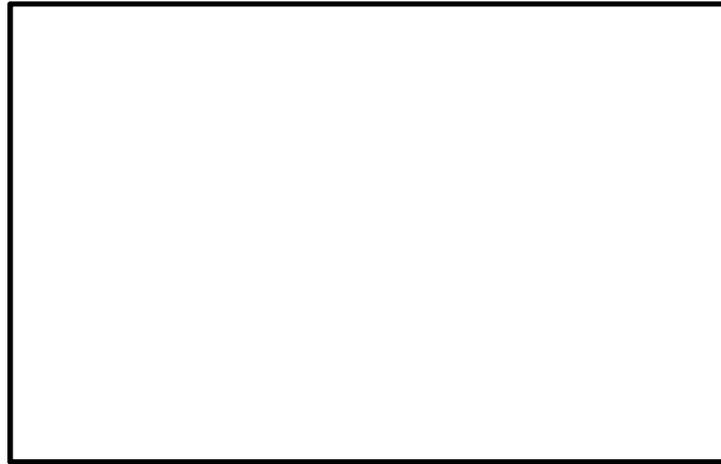
完全貫入井戸

- ・漂流物の透水係数 $k = 1 \times 10^2 \text{cm/s}$ ※捨石の透水係数
- ・原地下水位 = T.P. - 0.81m
※水位が L.W.L.，漂流物が L.W.L. の高さまで堆積した状態を想定
- ・水路床高 = T.P. - 2.20m ※SA用海水ピット取水塔の天端高さ
- ・ $H = (\text{T.P.} - 0.81\text{m}) - (\text{T.P.} - 2.20\text{m}) = 1.39\text{m}$
- ・ $h_0 = (\text{T.P.} - 2.20\text{m}) - (\text{T.P.} - 2.20\text{m}) = 0.00\text{m}$
- ・堆積範囲の半径 $R = 129\text{m}$
※マウンドの被覆材が SA 用海水ピット取水塔を中心に円形に堆積した状態を想定
- ・取水口の半径 $r_0 = 2.85\text{m}$ (防護蓋の支柱の内側の半径)

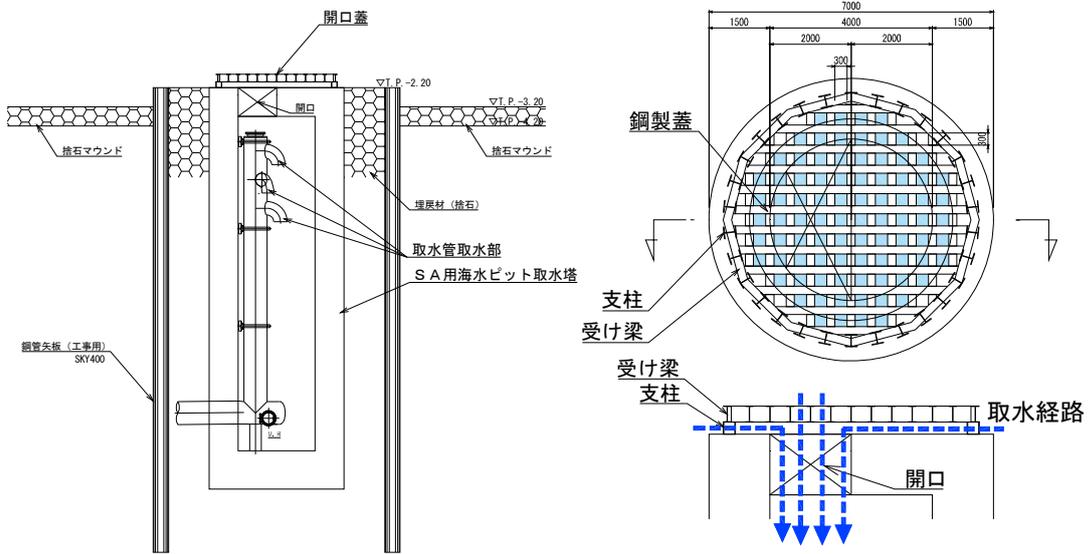
$$Q = \frac{\pi \times k \times (H^2 - h_0^2)}{2.3 \times \log_{10} (R/r_0)} = \frac{\pi \times 1 \times 10^2 \times 10^{-2} \times (1.39^2 - 0^2)}{2.3 \times \log_{10} (129/2.85)} = 1.593\text{m}^3/\text{s}$$

※10 SA用海水ピット取水塔の必要取水量：

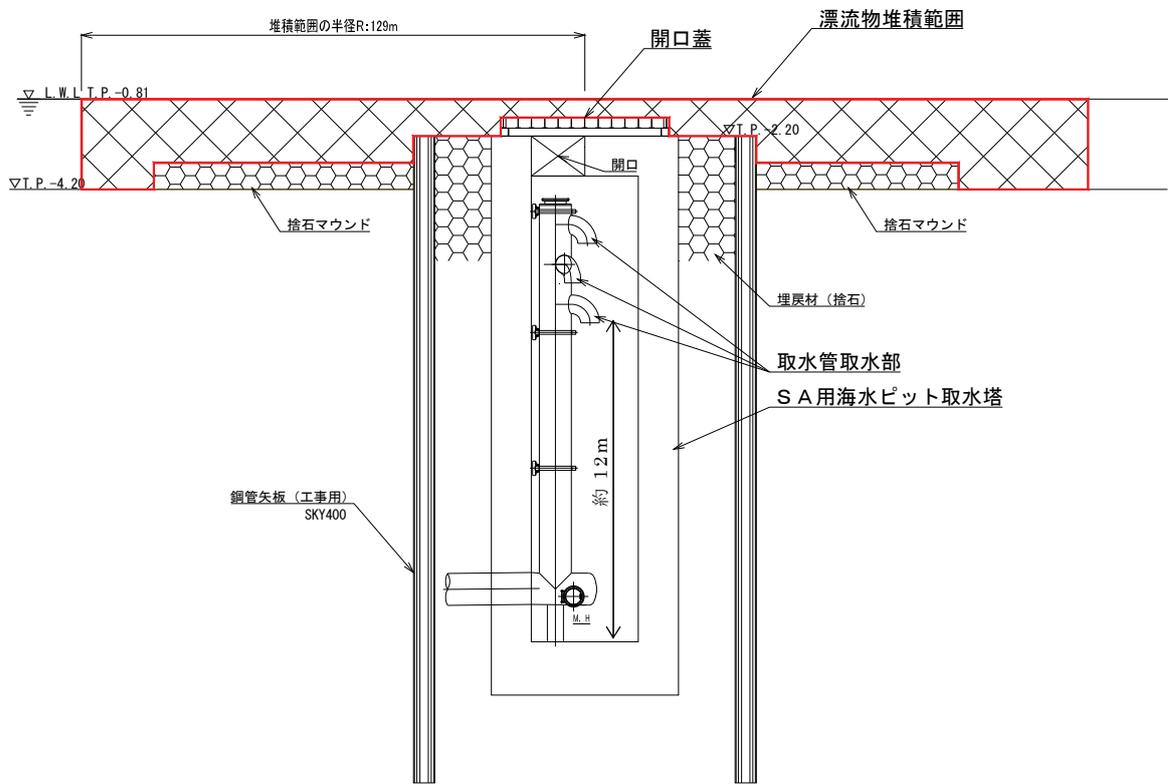
$$2,680\text{m}^3/\text{h} = 0.75\text{m}^3/\text{s}$$



第 38 図 S A 用海水ピット取水塔の平面図



第 39 図 S A 用海水ピット取水塔の断面図 (案)



第 40 図 S A 用海水ピット取水塔部漂流物堆積イメージ図

(6) 津波による防波堤損壊の影響評価のまとめ

基準津波が防波堤に及ぼす影響としては、防波堤のマウンドの被覆材の漂流物化が考えられるが、取水施設周辺の流速が小さいことから取水施設へ到達する可能性は低いものと考えられる。

防波堤損壊により漂流物化したマウンドの被覆材が取水施設に到達したとしても、各取水施設は漂流物の衝突に対して十分な耐力を確保している。また、仮にマウンドの被覆材が取水施設の周辺に堆積したとしても、マウンドの被覆材の透水性能が高いことから、取水施設は取水機能を満足する。したがって、防波堤損壊により取水施設が取水機能を失うことはないものと判断する。

漂流物による各取水施設への影響評価結果を以下に示す。

- ・ 取水口において、堆積したマウンド被覆材の通水量約 $14\text{m}^3/\text{s}$ が、非常用ポンプ 7 台の必要取水量 $1.2\text{m}^3/\text{s}$ を上回るため、取水口の取水機能を満足する。
- ・ 貯留堰において、貯留堰からスクリーンまでの範囲をマウンド被覆材が埋めつくしたとしても、スクリーン内部の貯留量約 517m^3 により、引き波時間約 3 分間の非常用ポンプ必要取水量約 220m^3 を確保しており、引き波時の取水機能を満足する。
- ・ S A 用海水ピット取水塔において、堆積したマウンド被覆材の通水量約 $1.5\text{m}^3/\text{s}$ が、S A 用海水ピット取水塔の必要取水量 $0.75\text{m}^3/\text{s}$ を上回るため、S A 用海水ピット取水塔の取水機能を満足する。なお、S A 用海水ピット取水塔内に堆積する砂については、定期的な点検を実施し、必要に応じて排砂することとする。

燃料等輸送船の係留索の耐力について

1. 概要

燃料等輸送船（以下「輸送船」という。）は、津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、津波の流向及び物揚岸壁（以下「岸壁」という。）と取水口的位置関係を踏まえ、係留索の耐力について評価を実施する。

係留索については、船舶の大きさから一定の算式によって計算される数値（艀装数）に応じた仕様（強度，本数）を有するものを備えることが、日本海事協会（NK）の鋼船規則において定められている。

今回、輸送船が備えている係留索の係留力，及び流圧力について、石油会社国際海事評議会OCIMF（Oil Companies International Marine Forum）の手法を用いて算出し、耐力評価を行う。

なお、岸壁については、基準地震動 S_s に対して、必要な対策工を実施し、当初の位置及び高さを確保すること（添付資料 18 参照），また、津波に対して、緊急退避可能時間（本文 第2.5-26図参照）を考慮すると、基準津波及び早く到達する敷地周辺の海域活断層を波源とした津波の到達（第2表）までに輸送船は退避可能であることから、本係留索の耐力評価に影響を及ぼさない。

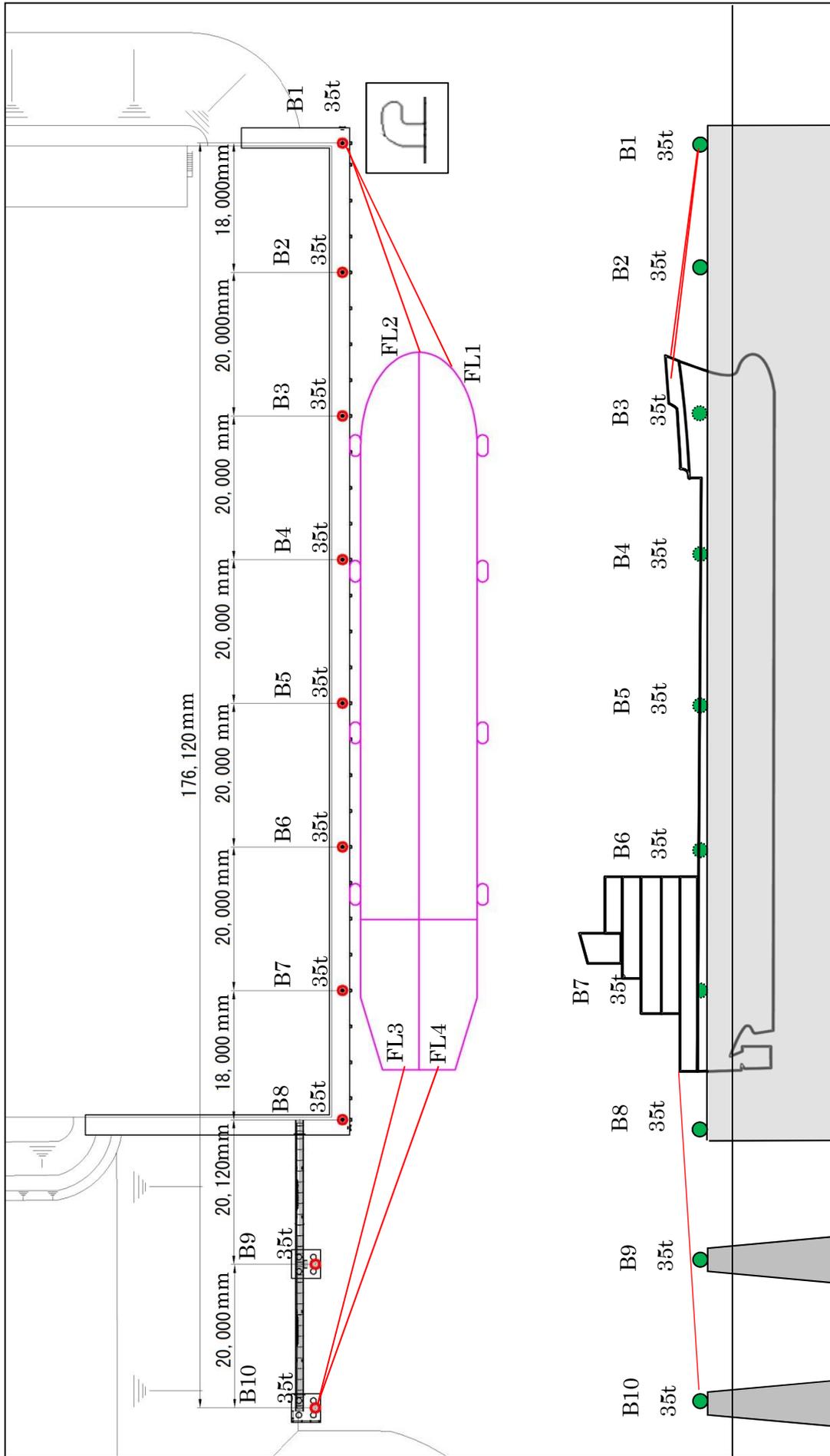
2. 評価

(1) 輸送船，係留索，係留柱

輸送船，係留索，係留柱の仕様を第1表に，配置を第1図に示す。

第1表 輸送船，係留索，係留柱の仕様

項 目		仕 様
輸送船	総トン数	約5,000t
	載貨重量トン	約3,000t
	喫水	約5m
	全長	100.0m（垂線間長：94.4m）
	型幅	16.5m
	形状	（第1図参照）
係留索	直径	60mm（ノミナル値）
	素材種別	Polyethylene Rope Grade 1
	破断荷重	279kN（≒28.5tonf）
	係船機ブレーキ力	28.5tonf×0.7≒20.0tonf
係留柱	形状	（第1図参照）
	ビット数，位置	（第1図参照）
	係留状態	（第1図参照）
	強度	35.0tonf

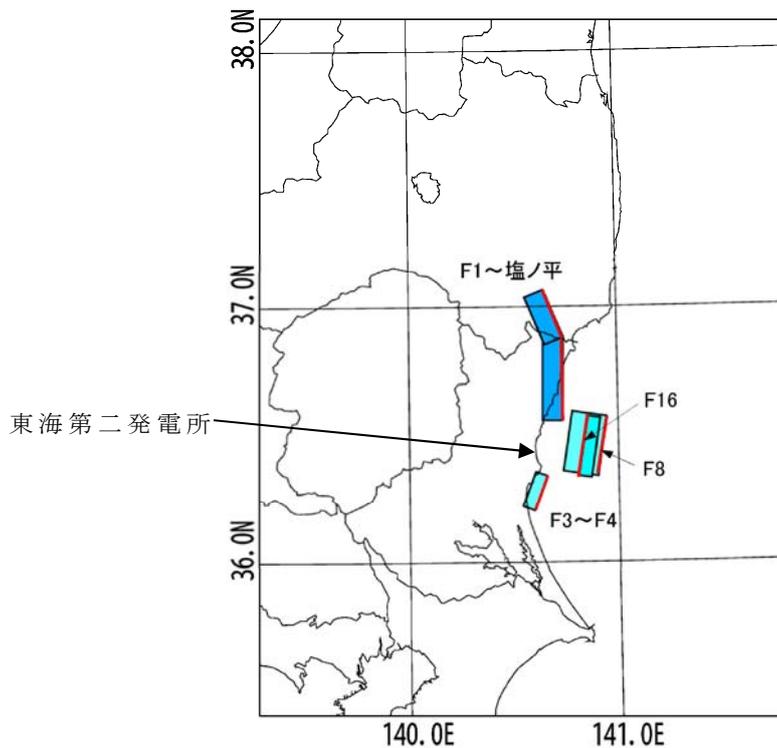


第1図 輸送船，係留索，係留柱の配置

※接岸時には通常6本以上で係留する。本評価においては，保守的に鋼船規則上の最低本数（4本）を仮定

(2) 津波条件（流向，水位，流速）

津波警報等発表時は，原則として緊急退避するが，極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し，早く襲来する可能性がある第2図に示す敷地周辺の海域活断層を波源とした津波の中から，評価対象津波を選定する。



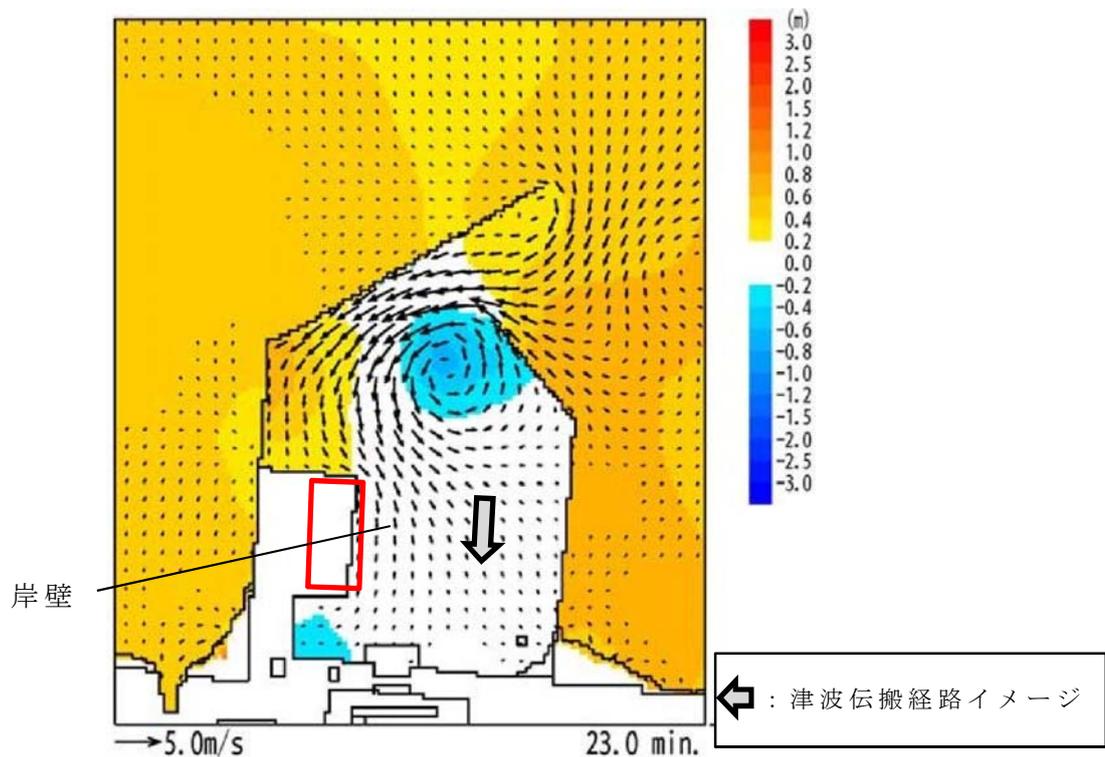
第2図 海域活断層の位置

第2表に，取水口前面位置における各海域活断層の津波高さと到達時間の関係を示す。第2表に示すとおり，F8及びF16を波源とした津波は他の海域活断層を波源とした津波に比べて，早く到達するが，F8及びF16を波源とした津波の到達時刻はほぼ同様であるため，ここでは保守的に最高水位が最も大きいF16を波源とした津波を選定した。

第2表 各海域活断層の津波高さと到達時間の関係（取水口前面）

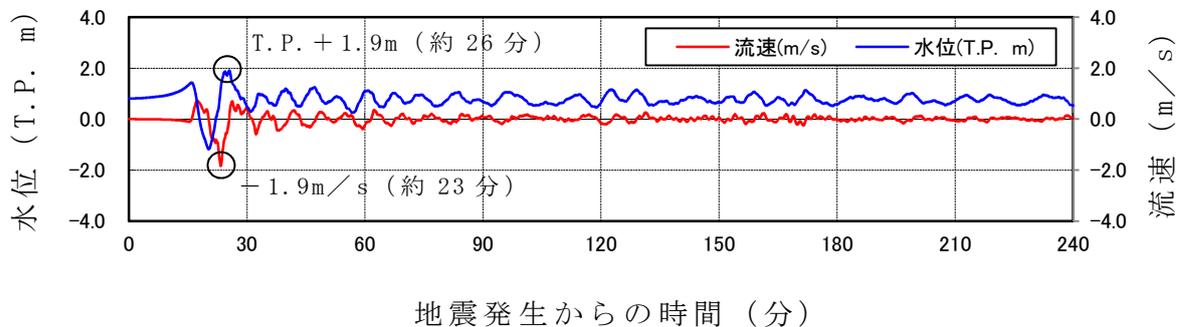
海域活断層名	最高水位 (T. P. m)	到達時刻 (分)
F1～塩ノ平	+1.7	32
F3～F4	+1.2	43
F8	+1.9	24
F16	+2.0	25

評価対象津波の流向は、第3図に例示するとおり岸壁に対する接線方向の成分が支配的となる。これに対して、輸送船は岸壁と平行して接岸されることから、評価は輸送船の船首及び船尾方向それぞれの流圧力に対する係留索の耐力について実施する。



第3図 評価対象津波の流向

評価対象津波の岸壁位置における水位及び接線方向成分の流速を第4図に示す。



第4図 評価対象津波の水位及び流速（岸壁）

第4図に示すとおり評価対象津波は地震発生後約17分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約26分の第二波で最高津波高さT.P. + 1.9mに達する。流速は地震発生後約23分に最大1.9m/sに達する。

緊急退避可能時間（本文 第2.5-25図参照）を考慮すると、輸送船は最大流速到達前に退避可能であるものの、今回は係留による対応を仮定し、最大流速1.9m/sで生じる流圧力に対する係留力を評価する。また、係留力の評価にあたっては、第4図に示す押し波高さT.P. + 1.9m（朔望平均満潮位（T.P. + 0.61m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2m沈下）考慮済み）に上昇側潮位のばらつき（+0.18m）を考慮した最高水位T.P. + 2.1mで評価する。

(3) 係留力

係留力の計算方法を第3表に、計算結果を第4表、第5図及び第6図に示す。

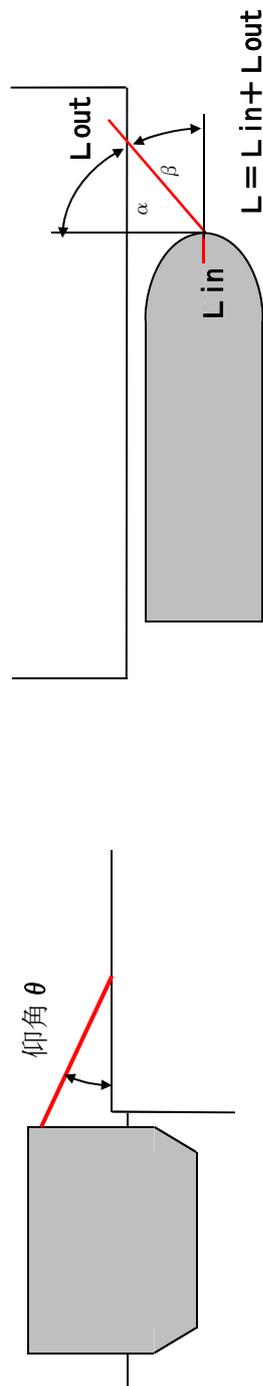
第3表 係留力の計算方法

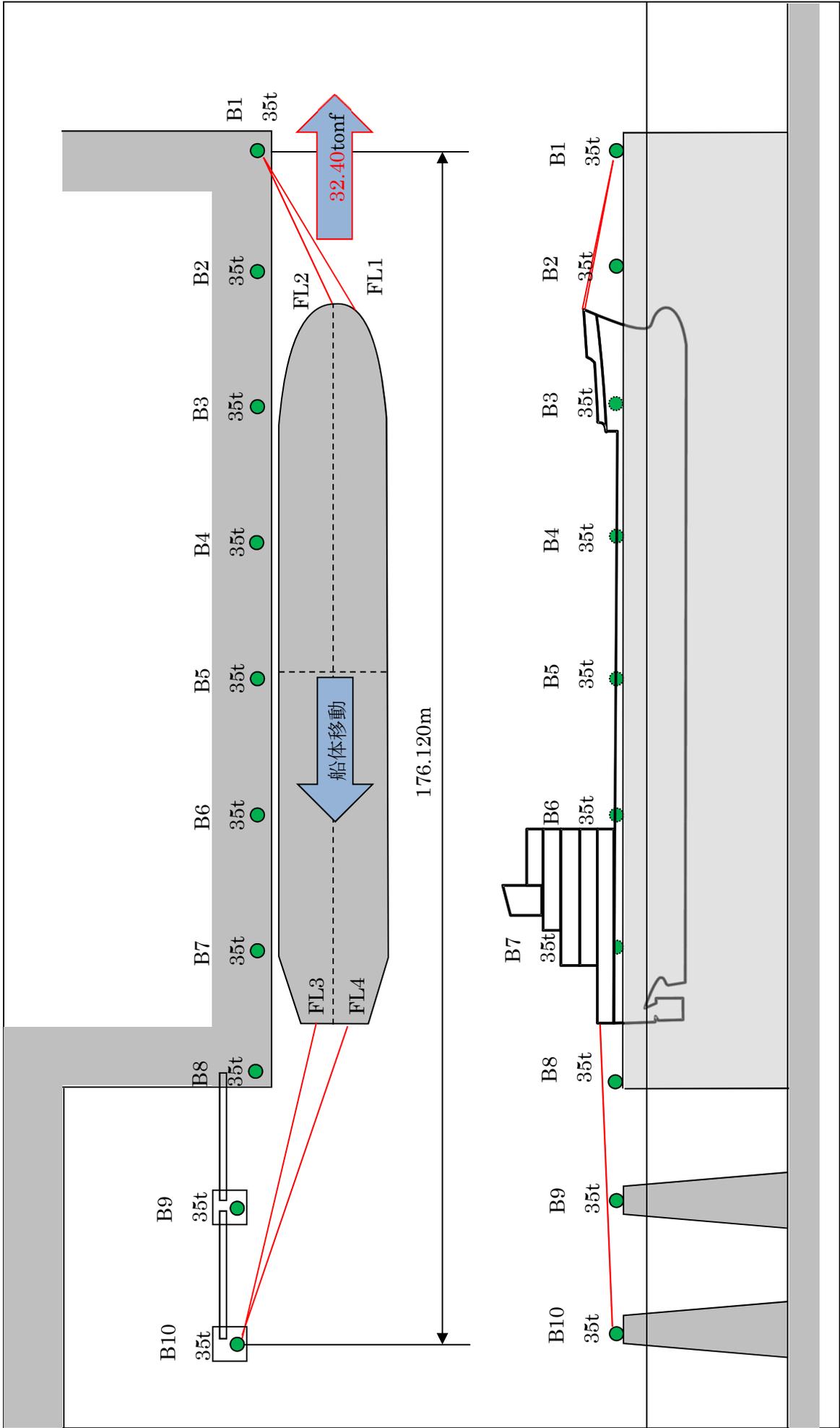
<p>【各索の係留力計算式】</p> $R_x = T \times \left(\frac{\cos^2 \beta \times \cos^2 \theta}{L} \right) \times \left(\frac{L_c}{\cos \beta_c \times \cos \theta_c} \right)$	
<p> R_x : 前後係留力 [tonf] (前方は添字 f , 後方は添字 a) T : 係留索 1 本に掛けることができる最大張力 [tonf] β : 係留索水平角 (岸壁平行線となす角度) [deg] θ : 係留索の仰角 [deg] L : 係留索の長さ (船外 + 船内) [m] β_c : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の係留索水平角 (岸壁平行線となす角度) [deg] θ_c : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の仰角 [deg] L_c : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の長さ (船外 + 船内) [m] ※係留索の機能別グループ (前方係留力または後方係留力) </p>	

(出典：係留設備に関する指針 OCIMF 刊行)

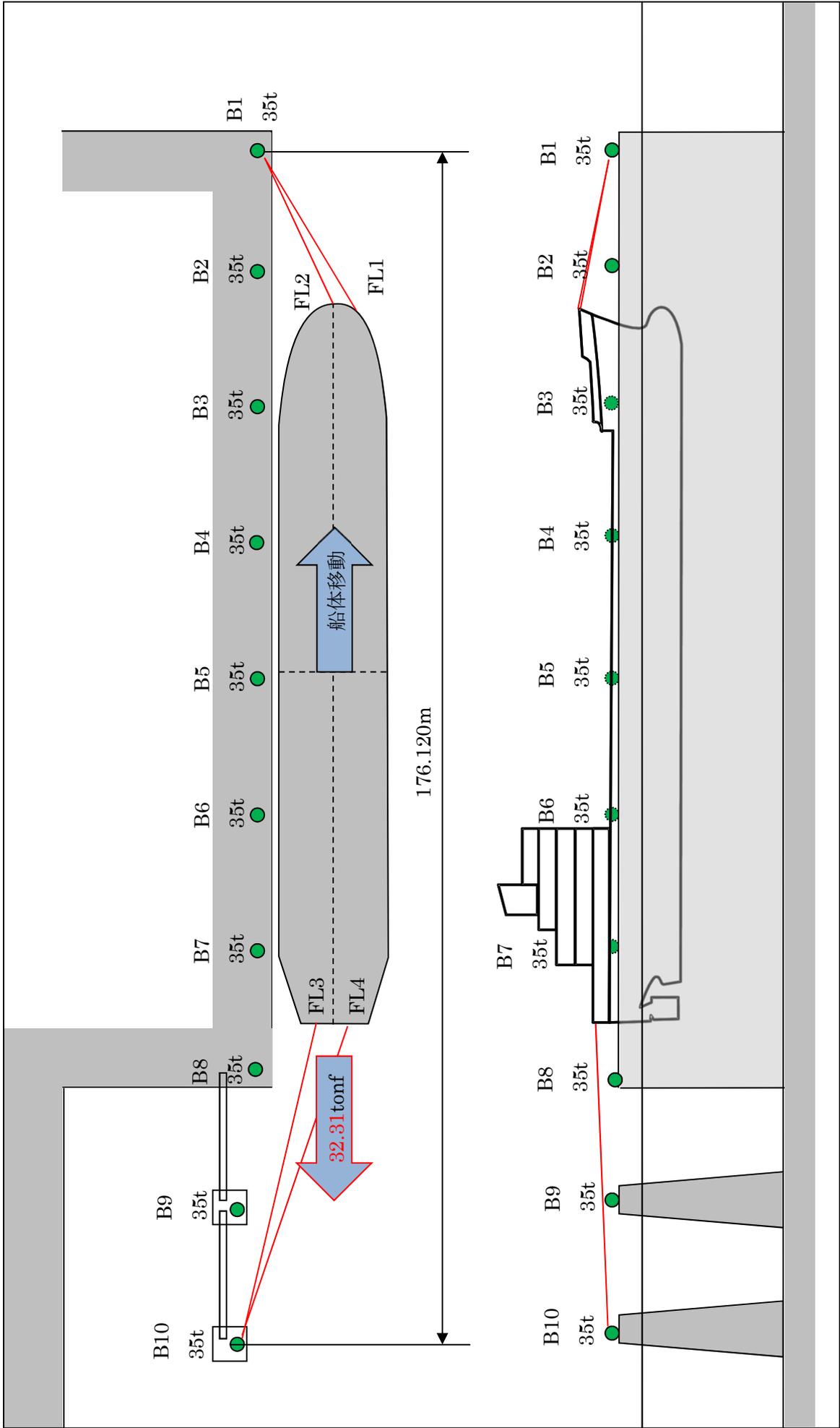
第4表 係留力 (第1図) の計算結果

フェア リーダー	係留索	係留柱	係留索長さ		係留角		索張力 T (tonf)	係留力 前後 (tonf)	Bitt Performance		
			船外 (m)	θ (deg)	β (deg)	Bitt Load (tonf)			合計 (tonf)	係留柱強度 (tonf)	
FL1	Line1	B1	36.1	11.3	23.4	17.9	-16.14	17.93	35.00	35	
FL2	Line2	B1	31.8	12.8	17.9	17.9	-16.17	17.06			
							-32.31				
FL3	Line3	B10	49.1	7.9	-14.3	17.6	16.94	17.64	35.00	35	
FL4	Line4	B10	50.4	7.7	-19.4	17.6	15.46	17.36			
							32.40				
								前後 (+) 計			
								32.40			
								前後 (-) 計			
								-32.31			





第5図 船尾方向への移動に対する船首方向係留力



第6図 船首方向への移動に対する船尾方向係留力

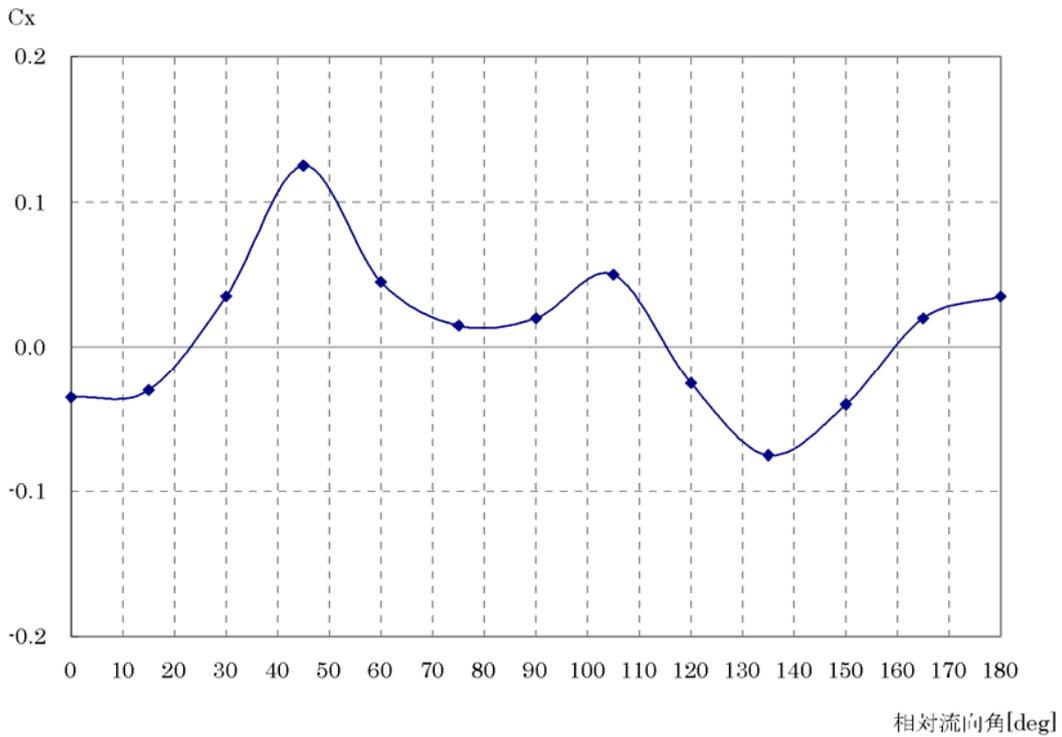
(4) 流圧力

流圧力の計算方法を第5表に示す。計算結果について、前項で求めた係留力と比較した結果を第7図に示す。

第5表 流圧力の計算方法

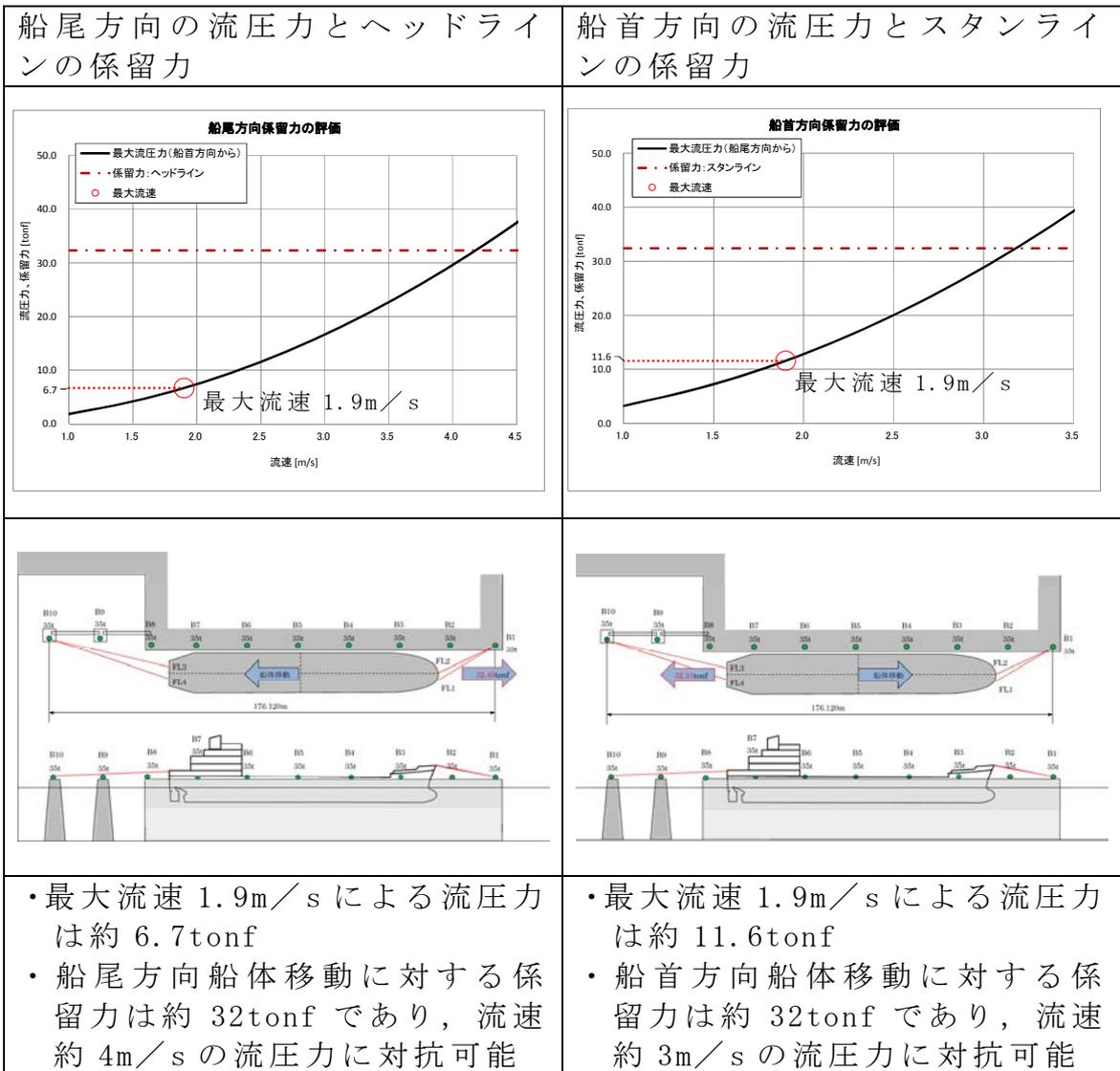
5条 添付18-11	<p>【流圧力計算式】</p> $F_{Xc} = \frac{1}{2} \times C_{Xc} \times \rho_c \times V_c^2 \times L_{PP} \times d$	<p> F_{Xc} : 縦方向流圧力 [kgf] C_{Xc} : 縦方向流圧力係数 V_c : 流速 [m/s] L_{PP} : 垂線間長 [m] d : 喫水 [m] ρ_c : 水密度 [kg・sec²/m⁴] (= 104.5kg・sec²/m⁴) </p>
------------	--	--

(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)



(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

縦方向流圧力係数 [Cx]



第7図 流圧力と係留力比較

3. 結論

評価対象津波(最大流速1.9m/s:第4図参照)による流圧力に対し，係留力(約32tonf)が上回ることを確認した。

従って，早い津波に対し，輸送船が係留によって対応すると仮定した場合においても，係留力により岸壁に留まり続けることができる。

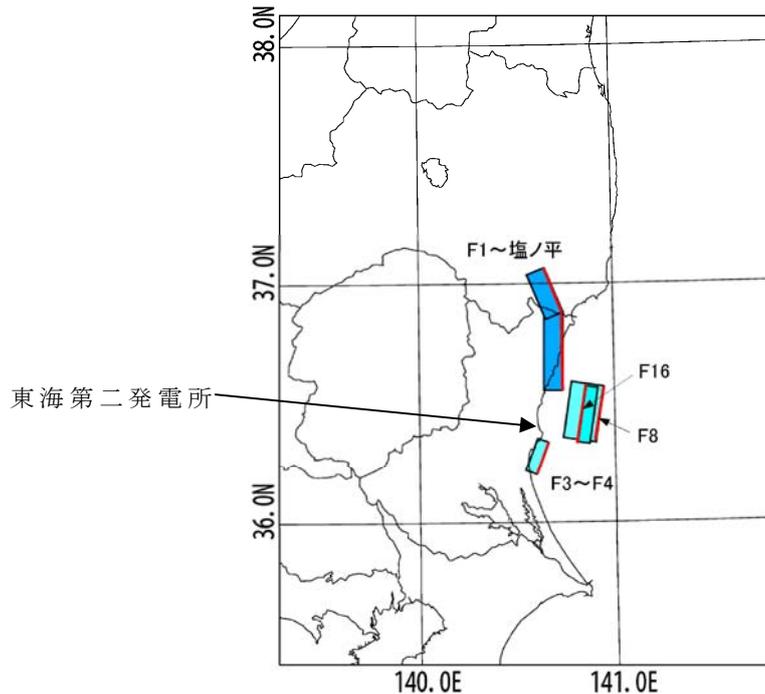
燃料等輸送船の喫水と津波高さとの関係について

1. 概要

燃料等輸送船（以下「輸送船」という。）は、津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、押し波により輸送船が物揚岸壁（以下「岸壁」という。）に乗り上げることはないこと、また引き波により座礁及び転覆するおそれのないことを確認する。

2. 評価

津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、早く襲来する可能性がある第1図に示す敷地周辺の海域活断層を波源とした津波の中から、評価対象津波を選定する。



第1図 検討用海域活断層の位置

第2表に、取水口前面位置における各海域活断層の津波高さと到達時間の関係を示す。第2表に示すとおり、F8及びF16を波源とした津波は他の海域活断層を波源とした津波に比べて、早く到達するが、F8及びF16を波源とした津波の到達時刻はほぼ同様であるため、ここでは保守的に最高水位がもっとも高く、また最低水位がもっとも低いF16を波源とした津波を選定した。

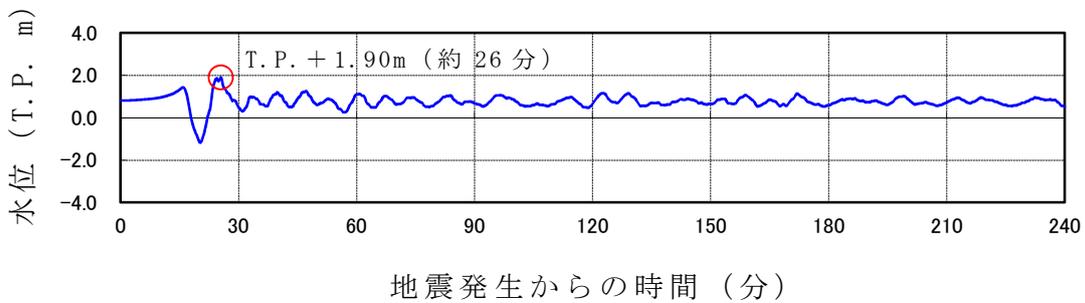
第2表 各海域活断層の津波高さと到達時間の関係（取水口前面）

海域活断層名	押し波		引き波	
	最高水位 (T. P. m)	到達時刻 (分)	最低水位 (T. P. m)	到達時刻 (分)
F1～塩ノ平	+1.7	32	-1.3	43
F3～F4	+1.2	43	-0.8	183
F8	+1.9	24	-1.4	19
F16	+2.0	25	-2.6	21

(1) 津波高さ

a. 押し波

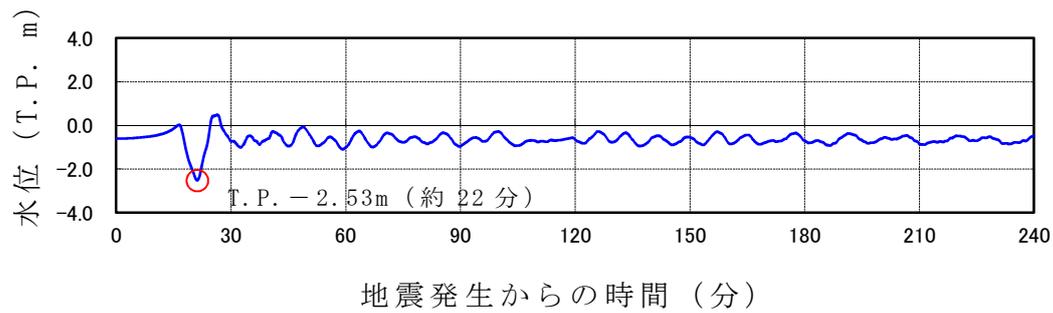
第2図に、最高水位を示した評価対象津波の波形を示す。第2図に示すとおり地震発生後約17分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約26分の第二波で最高津波高さ（T.P. + 1.90m（朔望平均満潮位（T.P. + 0.61m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2m沈下）考慮済み））に達している。



第2図 評価対象津波の波形（最高水位を示したケース，岸壁）

b. 引き波

第3図に、最低水位を示した評価対象津波の波形を示す。第3図に示すとおり地震発生後約17分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約22分に最低津波高さ（T.P. - 2.53m（朔望平均干潮位（T.P. - 0.81m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2m沈下）考慮済み））に達している。

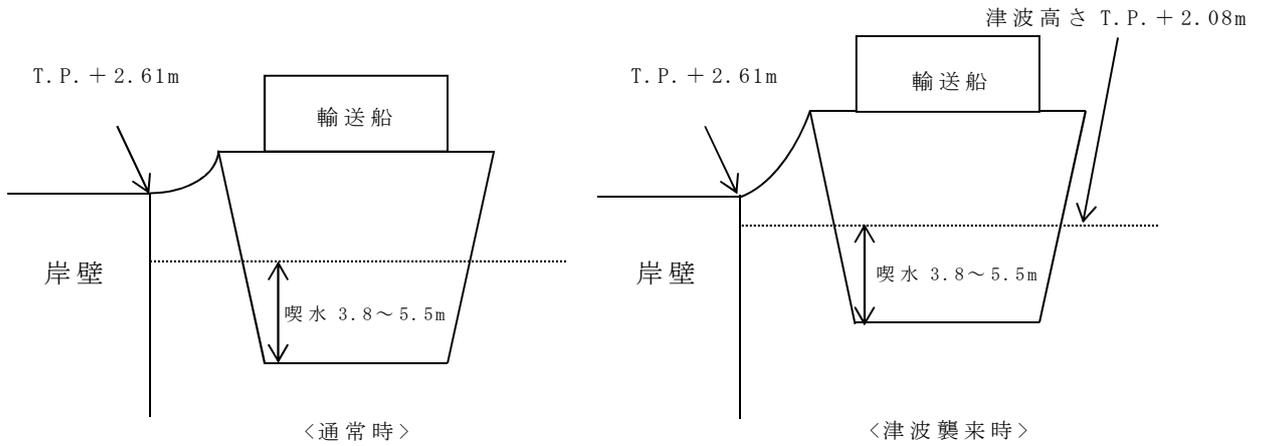


第3図 評価対象津波の波形（最低水位を示したケース，岸壁）

(2) 押し波（岸壁乗上げ評価）

押し波高さと喫水の関係を第4図に示す。第4図に示すとおり，輸送船は岸壁に乗り上げることはないことを確認した。

・ 押し波高さ	T. P. + 1.90m
・ 上昇側潮位のばらつき	+ 0.18m
<hr/>	
(計)	T. P. + 2.08m



第4図 押し波高さと喫水の関係

(備考)

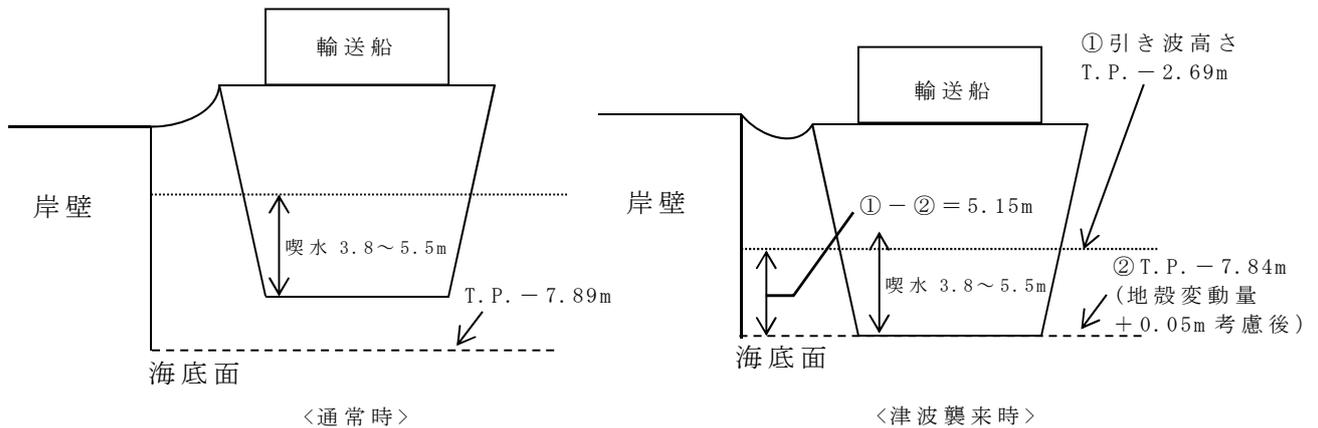
- ・ 津波の原因となる地震による地殻変動（+0.05m）は岸壁が高くなる方向に寄与するため，保守的に考慮していない。
- ・ 押し波高さ（T. P. + 1.90m）は，朔望平均満潮位（T. P. + 0.61m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2m沈下）を考慮している。
- ・ 輸送船の喫水は，積荷，バラスト水等で変動するが，積荷なしでも3.8m以上（実績）である。

(3) 引き波（着底評価）

引き波高さと喫水の関係を第5図に示す。第5図に示すとおり，輸送船は引き波の最低高さ時には一時的に着底し得るが，この場合も以下の理由により座礁及び転覆することはなく漂流物とならない。

- ・仮に一時的な着底があったとしても，輸送船は二重船殻構造等，十分な船体強度を有しており，水位回復後に退避が可能であり座礁する可能性はない。
- ・輸送船の重量及び扁平的な断面形状より，着底後の引き波による流圧力，又は水位回復時の押し波による流圧力に対して転覆の可能性はない。なお，転覆に関わる評価を別紙に示す。

・ 引き波高さ	T. P. - 2.53m
・ 下降側潮位のばらつき	- 0.16m
<hr/>	
(計)	T. P. - 2.69m



第5図 引き波高さと喫水の関係

(備考)

- ・津波の原因となる地震による地殻変動(+0.05m)を考慮した。
- ・引き波高さ(T.P. -2.53m)は、朔望平均干潮位(T.P. -0.81m)及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動(0.2m沈下)を考慮している。

3. 結論

朔望平均満潮位，干潮位等の保守的な条件を考慮し，極めて短時間に津波が襲来する場合を仮定しても，輸送船は，津波高さと喫水高さの関係から岸壁に乗り上げることはなく，また，引き波により一時的に着底したとしても，座礁及び転覆せず漂流物とならないことを確認した。

燃料等輸送船の着底時の転覆の可能性について

1. 概要

燃料等輸送船（以下「輸送船」という。）の物揚岸壁における停泊中，及び港湾内で緊急退避中に引き波により着底することを想定し，その際の転覆の可能性について評価する。

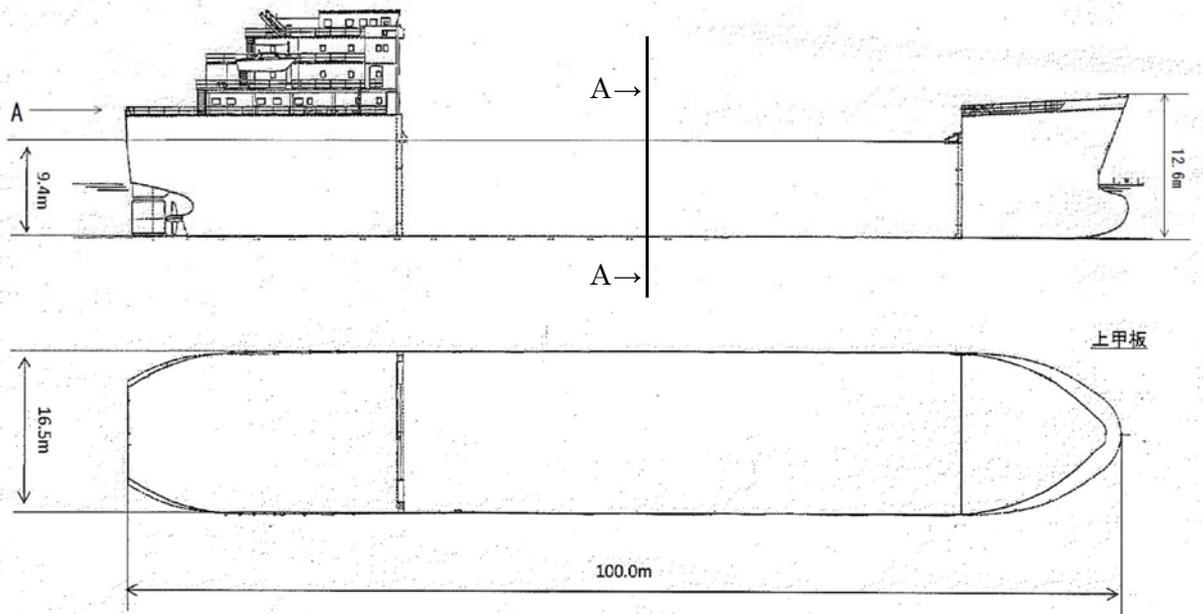
2. 評価条件

(1) 輸送船の仕様・形状

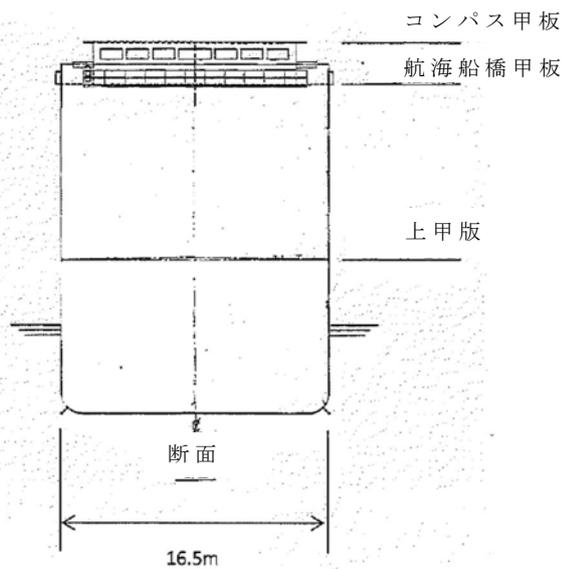
輸送船の仕様を第1表に，外形図を第1図及び第2図に示す。

第1表 輸送船の仕様

項 目	仕 様
満載排水量	約 7,000t
載貨重量トン	約 3,000t
喫水	約 5m
全長	100.0m（垂線間長：94.4m）
型幅	16.5m



第1図 輸送船外形図

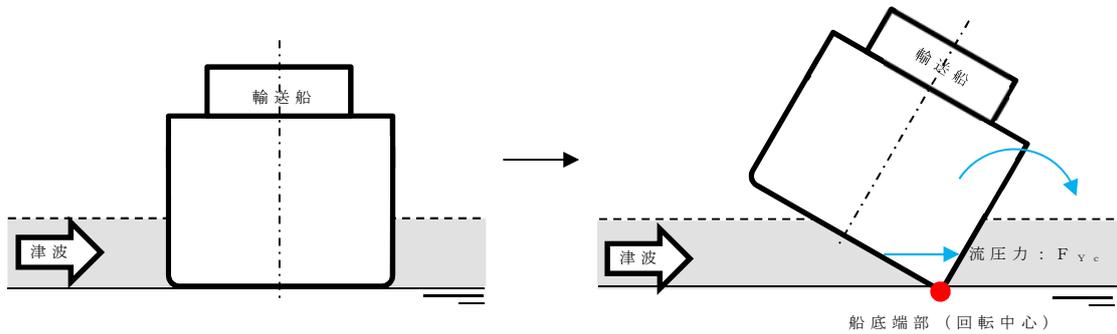


第2図 輸送船外形図 (A矢視)

(2) 転覆モード

一般の船舶の場合、丸型やV型の船底を有しているものがあるが、輸送船は第2図に示すとおり、断面形状が扁平であり船底が平底型である。このため、引き波により着底した場合にも傾くことなく安定していると考えられるが、ここでは保守的に、第3図に示すように輸送船が津波を受けた際に船

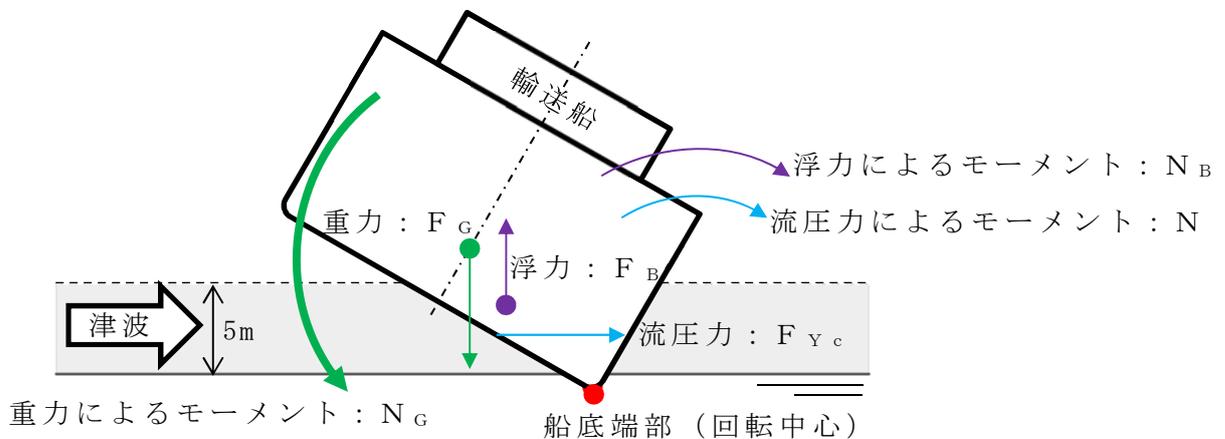
底の端部が海底に引っ掛かり、船底端部周りに回転する状況を想定し、転覆可能性の評価を行うものとする。



第3図 想定転覆モード

3. 転覆評価

第3図の想定転覆モードにおいて輸送船に働く力とモーメントを第4図に示す。



第4図 輸送船に働く力とモーメント

津波を受けると流圧力 F_{Yc} によるモーメント N が発生し、船底端部を中心に輸送船を回転させる。また、浮力 F_B によるモーメント N_B も流圧力によるモーメント N と同じ方向に発生する。一方、重力 F_G によるモーメント N_G がこれらのモーメントと逆方向に発生し輸送船の傾きを戻す。この際、流圧力

及び浮力によるモーメントにより傾きが増大し、重心位置が回転中心の鉛直線上を超える場合には転覆する。

重心位置が回転中心の鉛直線上にあるときの傾きは約48°であるため、ここでは傾きを24°と仮定し、流圧力によるモーメントNと浮力によるモーメントN_Bの和と重力によるモーメントN_Gとのモーメントの釣り合いから転覆しないことを確認する。

重力によるモーメントN_Gは次式のとおりとなる。

$$\begin{aligned} N_G &= F_G \times X(GR) \\ &= 4,000 \times 4.5 \\ &= 18,000 \text{ [tonf} \cdot \text{m]} \end{aligned}$$

N_G : 重力によるモーメント [tonf・m]

F_G : 輸送船（空荷状態）の重量 [tonf] (=4,000)

X(GR) : 重心と回転中心の水平方向距離 [m] (≒4.5)

次に流圧力によるモーメントNは次式にて計算できる。

$$\begin{aligned} N &= F_{Yc} \times W \div 2 \\ &= F_{Yc} \times d \div 2 \end{aligned}$$

N : 流圧力によるモーメント [tonf・m]

F_{Yc} : 流圧力 [tonf]

W : 水位 [m]

d : 喫水 [m] (=5)

ここで、流圧力は受圧面積が最大のとときに最も大きくなり、かつ、流圧力によるモーメントは流圧力の作用点と回転中心との距離が最大のとときに最も

大きくなるため、本評価における水位は喫水と同等とした。

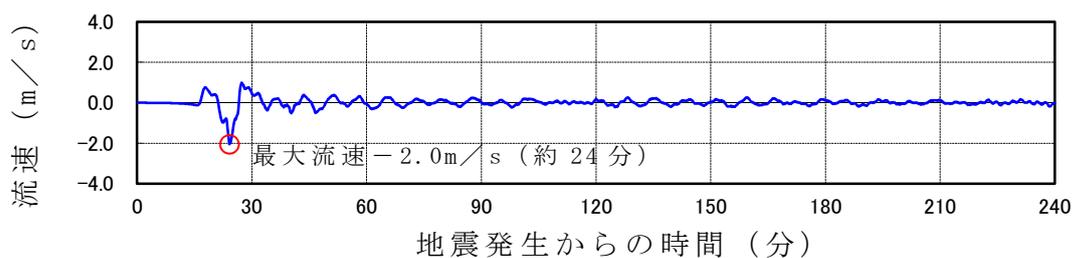
また、横方向の流圧力 F_{Yc} を第2表に示す方法で計算する。

第2表 横方向流圧力の計算方法

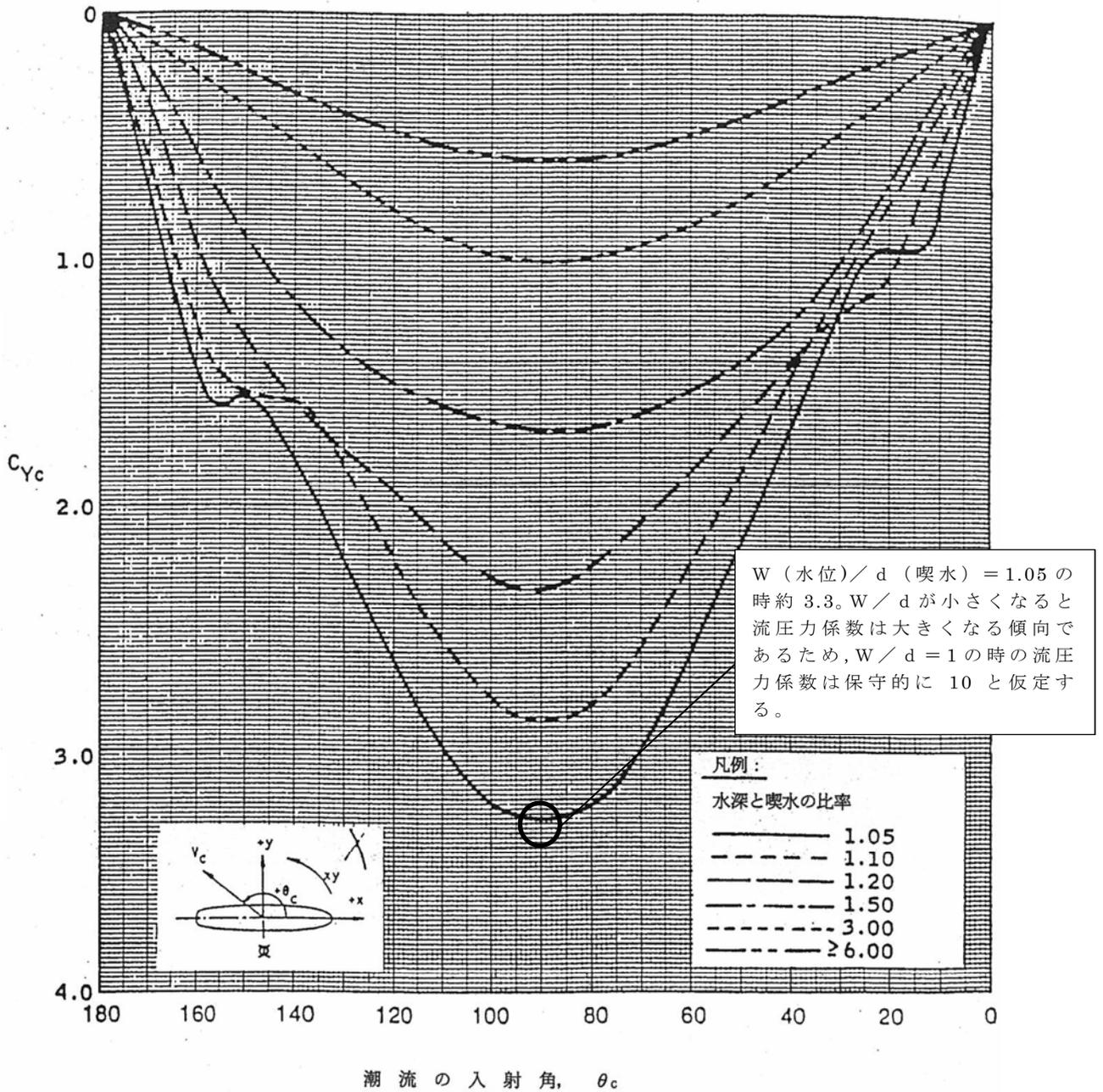
<p>【流圧力計算式】</p> $F_{Yc} = \frac{1}{2} \times C_{Yc} \times \rho_c \times V_c^2 \times L_{PP} \times d$	<p>F_{Yc} : 横方向流圧力 [kgf]</p> <p>C_{Yc} : 横方向流圧力係数</p> <p>V_c : 流速 [m/s]</p> <p>L_{PP} : 垂線間長 [m]</p> <p>d : 喫水 [m]</p> <p>ρ_c : 水密度 [kgf・sec²/m⁴] (= 104.5 kgf・sec²/m⁴)</p>
--	--

(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

このとき、流速は第5図に示す最低水位を示した早く襲来する津波の最大流速2.0m/sを適用し、横方向流圧力係数を第6図より10と仮定する。



第5図 早く襲来する津波の流速（最低水位を示したケース，岸壁）



(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

第6図 横方向流圧力係数

第2表により F_{Yc} は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 F_{Yc} &= 1 \div 2 \times 10 \times 104.5 \times 2.0^2 \times 94.4 \times 5 \\
 &= 986,480 \text{ [kgf]} \\
 &\doteq 1,000 \text{ [tonf]}
 \end{aligned}$$

したがって、流圧力によるモーメント N は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} N &= F_{Yc} \times d \div 2 \\ &= 1,000 \times 5 \div 2 \\ &= 2,500 \text{ [tonf}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

最後に浮力によるモーメント N_B は次式にて評価する。

$$\begin{aligned} N_B &= F_{Br} \times X \text{ (BR)} \\ &= 1,700 \times 3.0 \\ &= 5,100 \text{ [tonf}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

N_B : 浮力によるモーメント [tonf·m]

F_{Br} : 傾いた際の輸送船の浮力 [tonf] ($\approx 1,700$)

$X \text{ (BR)}$: 浮心と回転中心の水平方向距離 [m] (≈ 3.0)

以上の結果をまとめると、以下に示すとおり重力によるモーメント N_G は流圧力によるモーメントと浮力によるモーメントの和より大きくなるため、輸送船は転覆することはない。

$$\begin{aligned} N + N_B &= 2,500 + 5,100 \\ &= 7,600 \text{ [tonf}\cdot\text{m]} < N_G (=18,000) \text{ [tonf}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

4. 結論

輸送船は着底後に津波による流圧力を受けてもその形状から通常の状態であれば転覆することはない、また、保守的に船底の一部が固定されるような状態を想定した場合であっても転覆しないことを確認した。

鋼製防護壁の設計方針について

目 次

1. 鋼製防護壁の要求機能と設計方針について
 - (1) 鋼製防護壁に要求される機能
 - (2) 鋼製防護壁高さの設定方針
 - (3) 設計方針
 - 1) 構造概要
 - 2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎の構造概要
 - 3) 設計手順
 - 4) 設計荷重
 - 5) 地中連続壁基礎の設計方針
 - 6) 鋼製防護壁（上部工）の設計方針
 - 7) 接合部の設計
 - 8) 止水ジョイント部の設計方針
 - 9) 止水ジョイント部（底部止水機構）の設計方針
2. 施工実績
 - 2.1 鋼製門型ラーメン構造
 - (1) 施工事例1：鋼殻ブロックの施工事例（橋梁箱桁）
 - (2) 施工事例2：国道工事（国土交通省）
 - (3) 施工事例3：高速道路工事（高速道路株式会社）
 - 2.2 直接定着式アンカーボルトの実績
 - (1) 施工事例1：国道工事（国土交通省）
 - (2) 施工事例2：臨港道工事（国土交通省）
3. 地中連続壁基礎に関する設計基準類
 - (1) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編(公社法人日本道路協会)
 - (2) 地中連続壁基礎工法施工指針(案)(地中連続壁基礎協会)
4. 参考資料

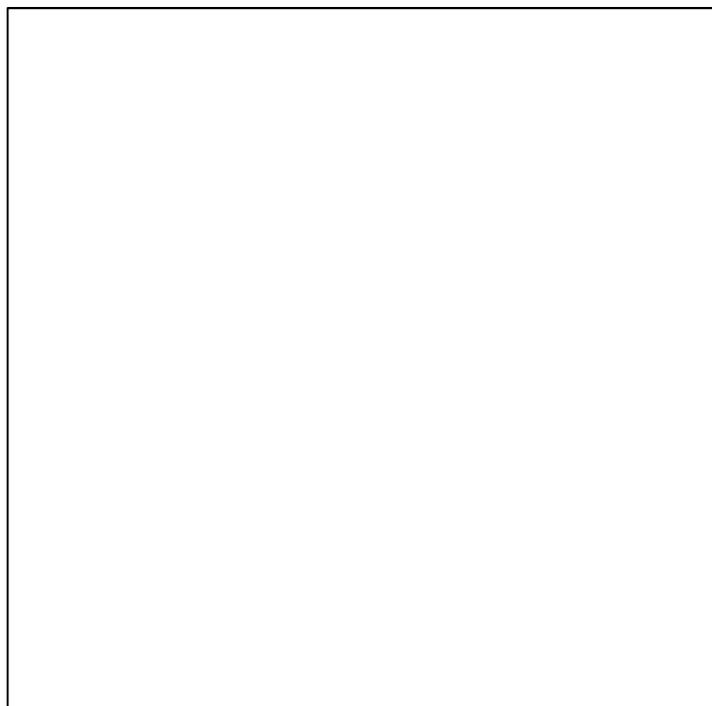
1. 鋼製防護壁の要求機能と設計方針について

(1) 鋼製防護壁に要求される機能

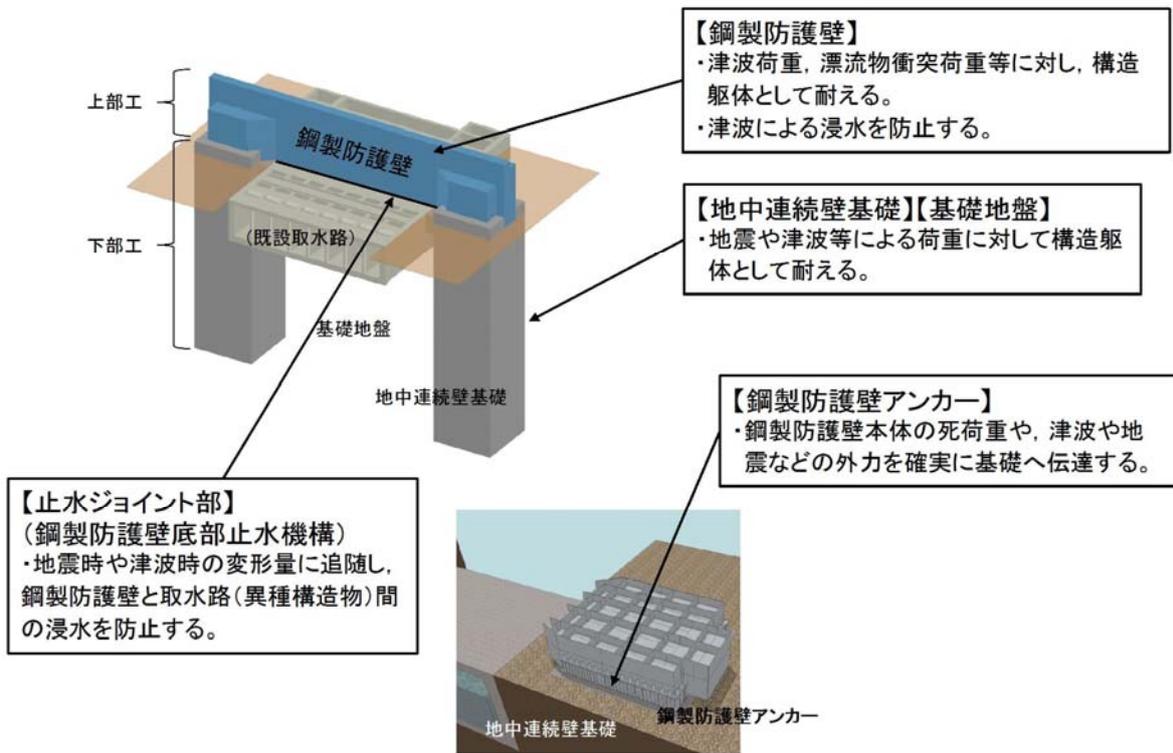
鋼製防護壁の平面位置図を第 1-1 図に、鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に、鋼製防護壁の評価対象部位を第 1-2 図～第 1-4 図に示す。

津波防護施設としての防潮堤に求められる要求機能は、繰返しの襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること、基準地震動 S_s に対して要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力に対し、十分な構造強度を有することである。

上記の機能を確保するための性能目標は、遡上津波に対して余裕を考慮した防潮堤高さを確保するとともに構造物の境界部等の止水性を維持し、基準地震動 S_s に対して止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。

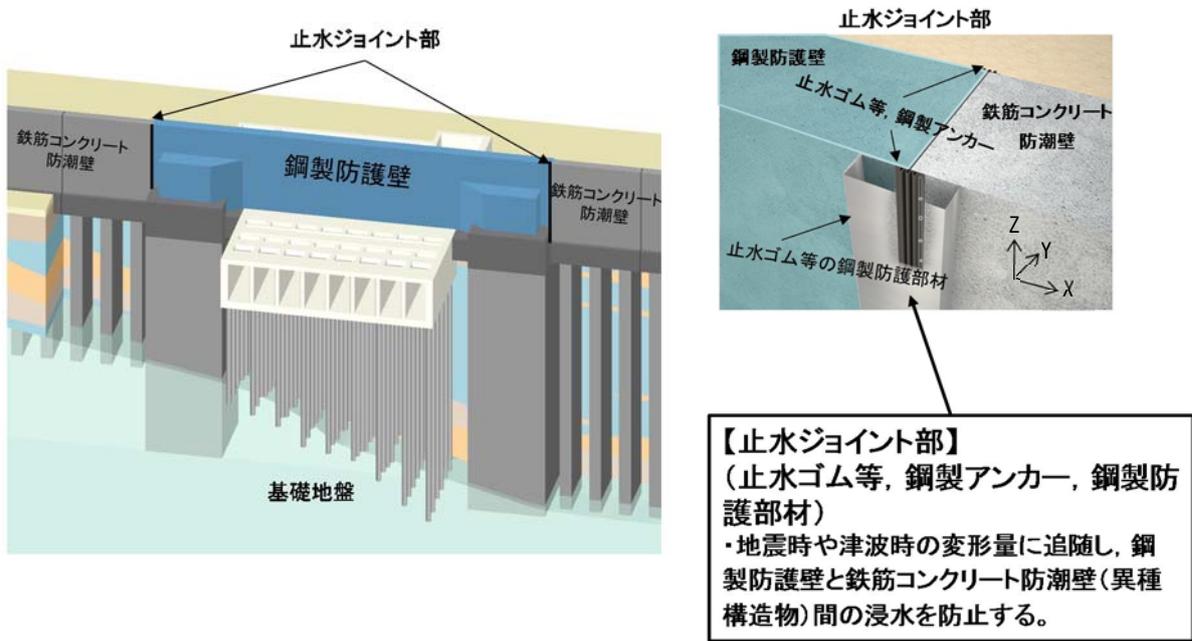


第 1-1 図 平面位置図



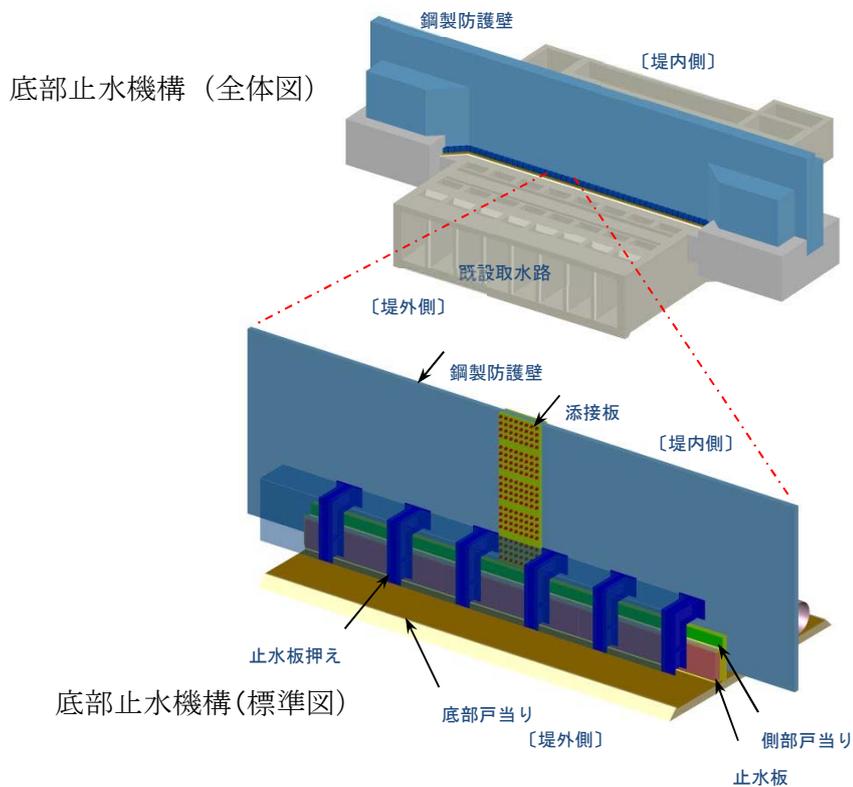
注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-2 図 鋼製防護壁の評価対象部位 (その 1)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-3 図 鋼製防護壁の評価対象部位 (その 2)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-4 図 鋼製防護壁の評価対象部位 (その 3)

第 1-1 表 鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針

津波防護に関する施設は、津波の発生に伴い、津波防護対象設備がその安全性又は重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないような設計とする。
 「津波防護に関する施設の設計について」の要求機能、機能設計、構造強度設計を以下に示す。

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界																										
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	応力等の状態		損傷モード																									
海水ポンプ室周り防護壁	<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</p> <p>5.1 津波防護施設設計 津波防護施設については、その構造に及び、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。 (1) 要求事項に適合する設計方針であることを確認する。 (2) 設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。 ① 荷重組合せ a) 余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時+津波、常時+津波+地震(余震) ② 荷重の設定 a) 津波による荷重(波圧、衝撃力)の設定に関して、考慮する知見(例えば、国交省の暫定指針等)及びそれらの適用性。 b) 余震による荷重として、サイト特性(余震の震源、ハザード)が考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。 c) 地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。 ③ 許容限界 a) 津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の変形能力(終局耐力時の変形)に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。(なお、機能損傷に至った場合、補修にある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。)</p> <p>基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド</p> <p>6.3 津波防護施設、浸水防止設備等津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、当該建物・構築物が構造物全体としての変形能力(終局耐力時の変形)について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能(津波防護機能、浸水防止機能)を保持すること</p>	<p>・ポンプ室周り防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ(浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m)の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。 ②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ④上部構造を、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ゴム等を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。 ⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。</p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、基準地震動 S_sに対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・ポンプ室周り防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ(浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m)の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。 ②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ④上部構造を、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ゴム等を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。 ⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。</p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、基準地震動 S_sに対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・ポンプ室周り防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ(浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m)の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。 ②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ④上部構造を、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ゴム等を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。 ⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。</p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、基準地震動 S_sに対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・ポンプ室周り防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ(浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m)の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。 ②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ④上部構造を、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ゴム等を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。 ⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。</p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、基準地震動 S_sに対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>基準地震動 S_sによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。</p> <p>基準地震動 S_sによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</p> <p>基準地震動 S_sによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</p> <p>基準地震動 S_sによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製防護壁と地中連続壁基礎を連結するアンカー一部が構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</p> <p>基準地震動 S_sによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ゴム、止水シートが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。また、止水ゴム等が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</p>	下部工	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。																								
												地中連続壁基礎	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準地震動 S _s ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編・V 耐震設計編)」に基づき短期許容応力度以下とする。 【TP+24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編・V 耐震設計編)」 「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。																				
																鋼製防護壁	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準地震動 S _s ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編)」に基づき短期許容応力度以下とする。 【TP+24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編)」に基づき降伏応力度以下とする。																
																				鋼製防護壁アンカー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準地震動 S _s ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」 「鋼構造設計基準(名古屋高速道路公社)」に基づき短期許容応力度以下とする。 【TP+24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」 「鋼構造設計基準(名古屋高速道路公社)」に基づき降伏応力度以下とする。												
																								止水ゴム等	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。								
																												鋼製アンカー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。				
																																止水ゴム等の鋼製防護部材	曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。

※T.P.+24m 津波については、「東海第二発電所 重大事故等対処設備について(別添資料-1 基準津波を超え敷地に遡上する津波に対する津波防護方針について)」に記載。

(2) 鋼製防護壁高さの設定方針

敷地前面東側に位置する鋼製防護壁は、遡上津波に対して余裕を考慮した防潮壁高さを設定している。入力津波高さと防潮堤高さの関係を第 1-2 表に示す。

第 1-2 表 入力津波高さと防潮壁高さの関係

	敷地側面 北側	敷地前面 東側	敷地側面 南側
入力津波高さ (潮位のばらつき等 考慮)	T. P. +15.4m	T. P. +17.9m	T. P. +16.8m
防潮壁高さ	T. P. +18.0m	T. P. +20.0m	T. P. +18.0m
設計裕度	2.6m	2.1m	1.2m

(3) 設計方針

1) 構造概要

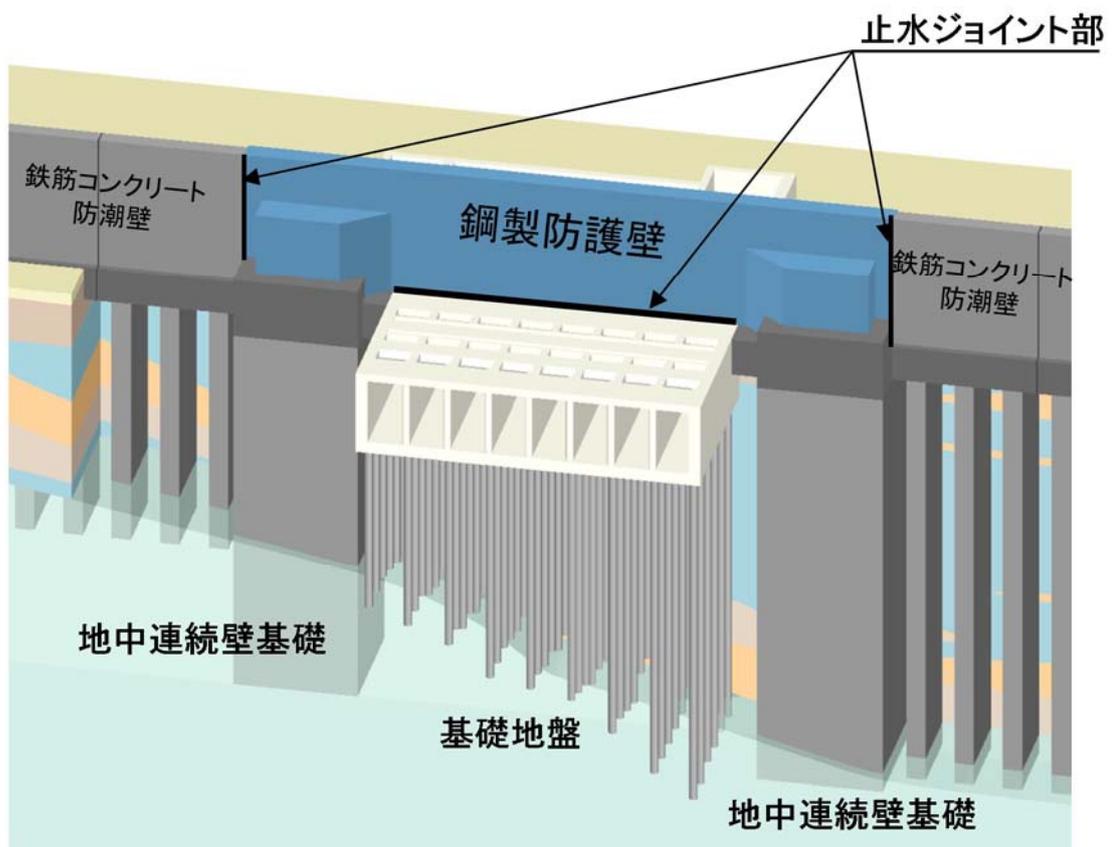
鋼製防護壁は、海水ポンプ室東側の取水口横断部に配置する。(第 1-1 図 参照)

既設の取水構造物に鋼製防護壁による荷重を作用させないために、取水構造物の南北両側に上部工の基礎となる地中連続壁基礎を構築し、取水構造物を跨ぐように上部工の鋼製防護壁を構築する。

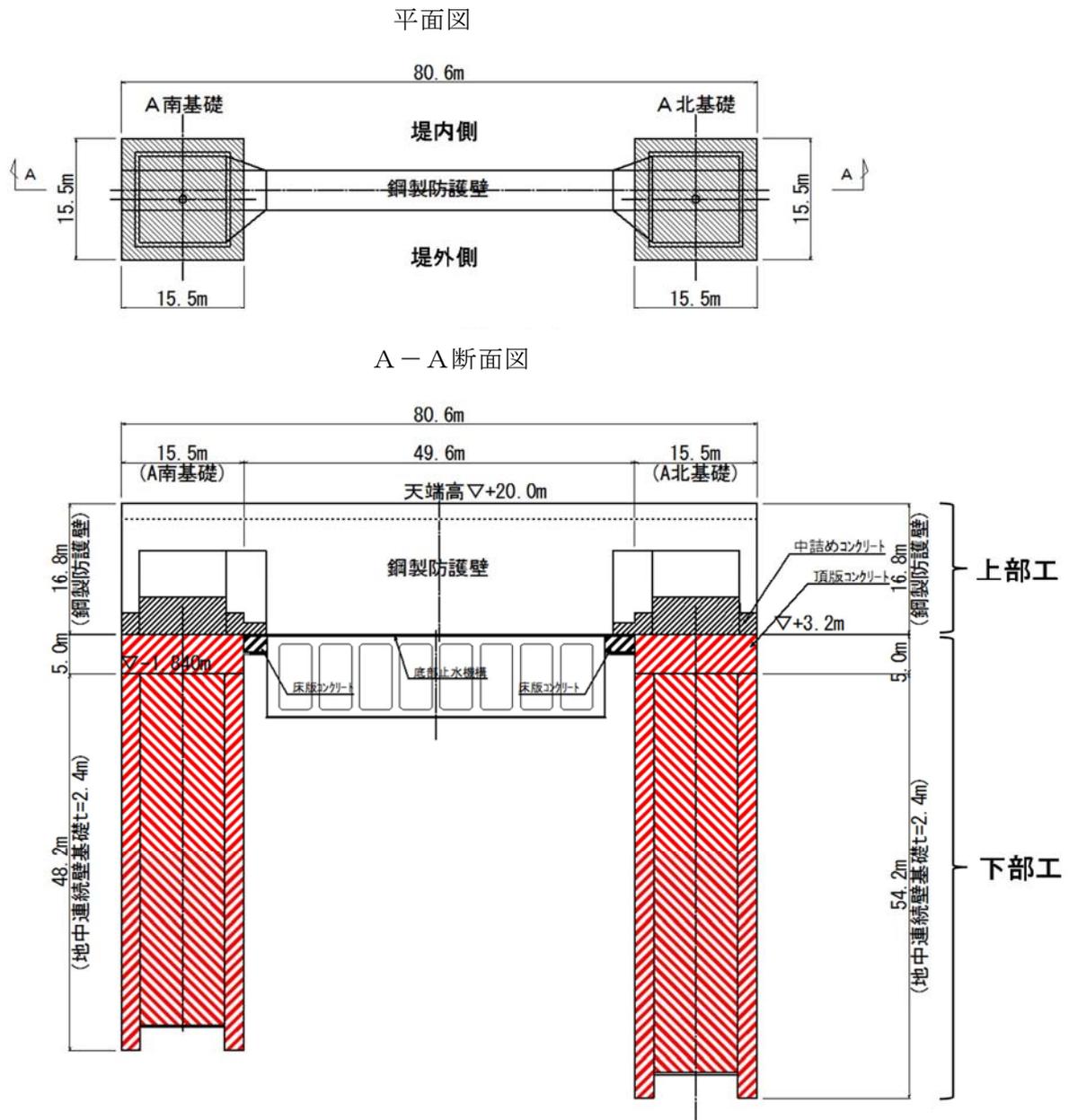
上部工の鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部には、止水性維持のために止水機構を設置する。(第 1-4 図 参照)

上部工の鋼製防護壁と隣接する鉄筋コンクリート防潮壁との境界部には、止水性維持のために伸縮性を有する止水ゴム等を設置する。(第 1-3 図 参照)

鋼製防護壁の構造概要図を第 1-5 図に、平面図及び正面図を第 1-6 図に示す。



第 1-5 図 鋼製防護壁 構造概要図



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-6 図 平面図及び正面図

2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎の構造概要

① 全体構造の概要

鋼製防護壁全体の構造を第 1-7 図に示す。鋼製防護壁の構成部位と役割を第 1-3 表に示す。また、鋼製防護壁の構造図を第 1-8 図、鋼製防護壁全体の構成図を第 1-9 図、地中連続壁基礎の構成図を第 1-10 図に示す。

第 1-7 図に示すとおり、基礎部は、南北両側に配置した地中連続壁基礎にて構成され、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。

地中連続壁基礎は、地中連続壁を構築後その内側を掘削し中実鉄筋コンクリートを打設する。地中連続壁と中実鉄筋コンクリートはジベル筋等により一体化し、両者で発生断面力を負担する。

鋼製防護壁は、鉛直及び水平方向に配置された鋼板で構成される鋼殻構造とする。施工性を考慮して、鋼製防護壁はブロックに分割し、各ブロックは添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により結合する。

第 1-8 図に鋼製防護壁の鉛直方向の分割イメージを示す。下端標高 T.P. +3.20m から天端標高 T.P. +20.0m までを頂部鋼板を含めて 10 層に分割した構造とし、各層は、第 1-7 図に示すブロックが複数結合された構造とする。

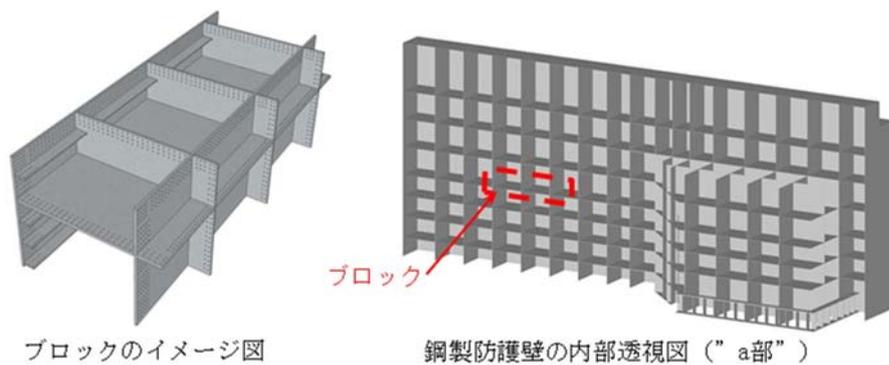
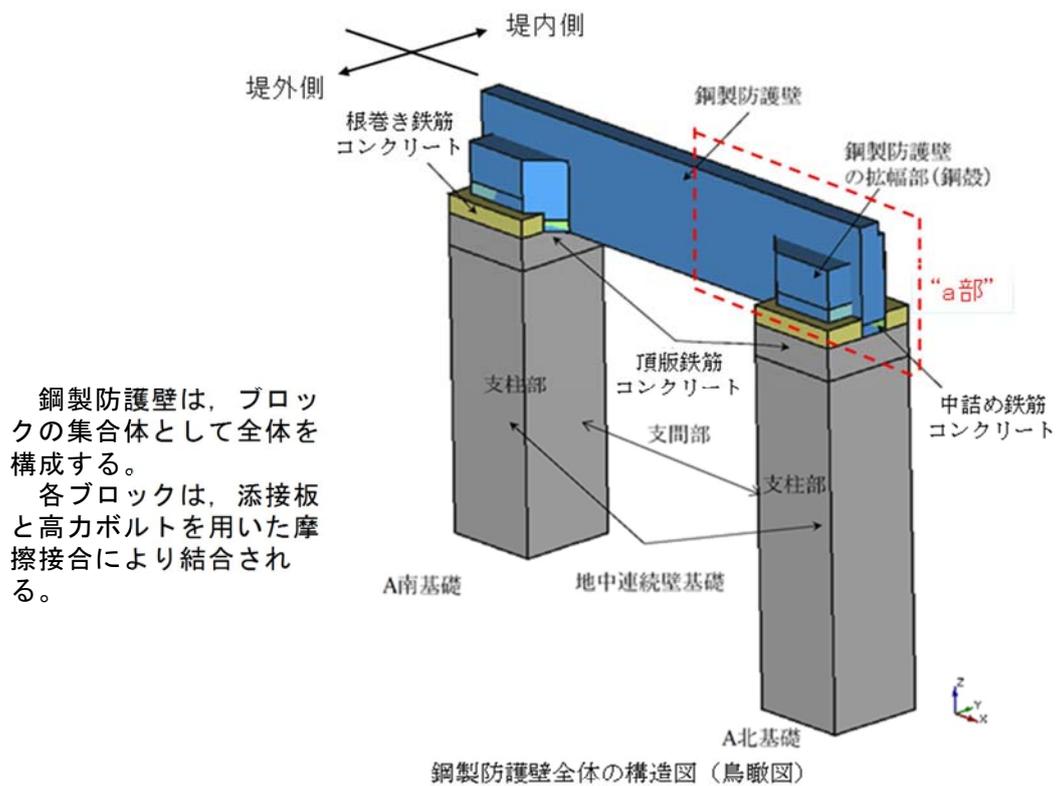
鋼製防護壁最下層の地中連続壁基礎結合部には、アンカーボルトが設置され上部工からの軸力と水平軸回りの曲げモーメントを引抜き力、押込力として基礎上部の頂版鉄筋コンクリートに伝達する。

また、第 1-9, 1-10 図に示すとおり鋼製防護壁の基礎部直上の鋼殻内には、必要な高さまで中詰め鉄筋コンクリートを打設する。なお、頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートは鉄筋コンクリートとする。

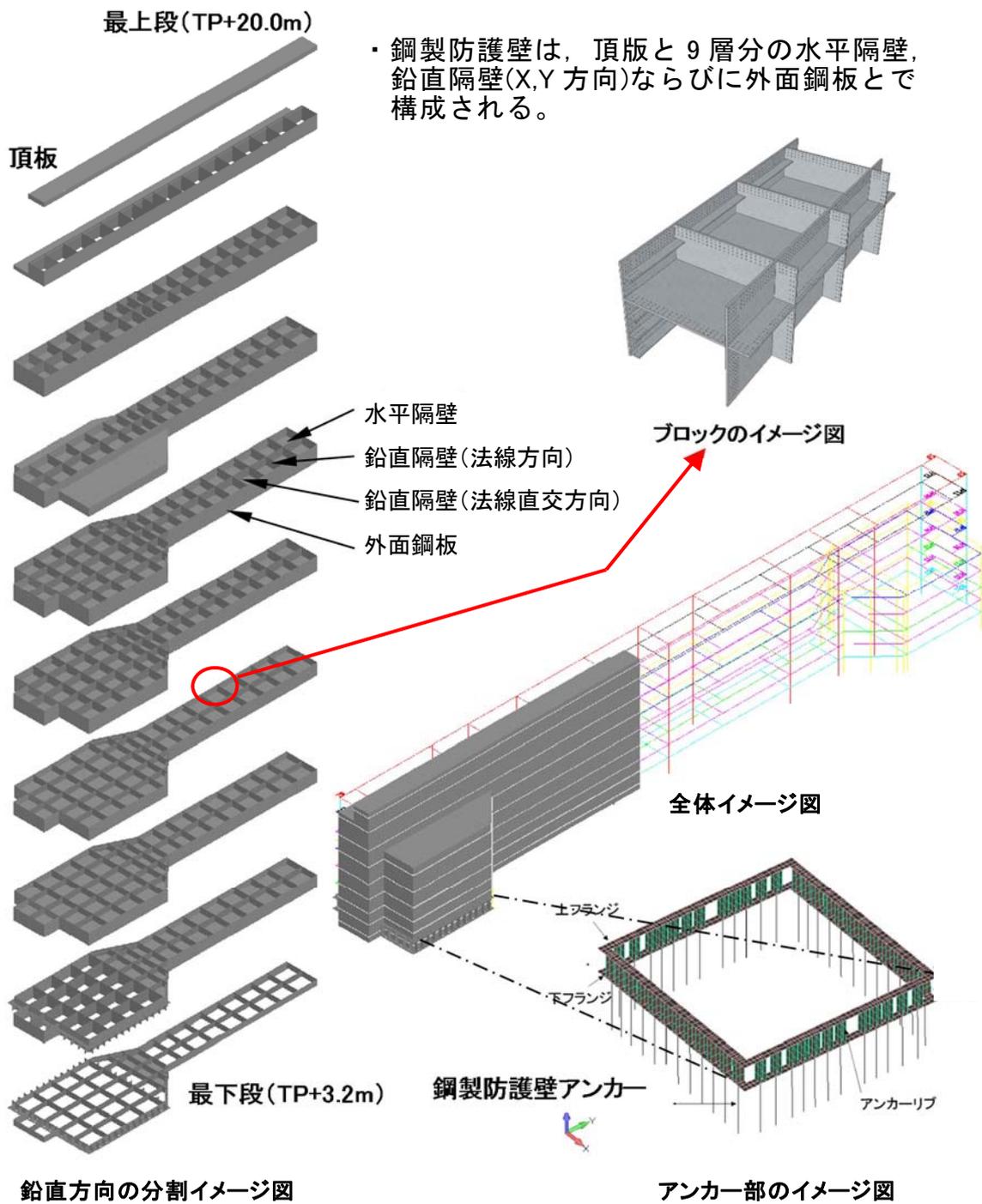
鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部について、第 1-11～1-16 図に示す。

第 1-3 表 鋼製防護壁の構成部位と役割

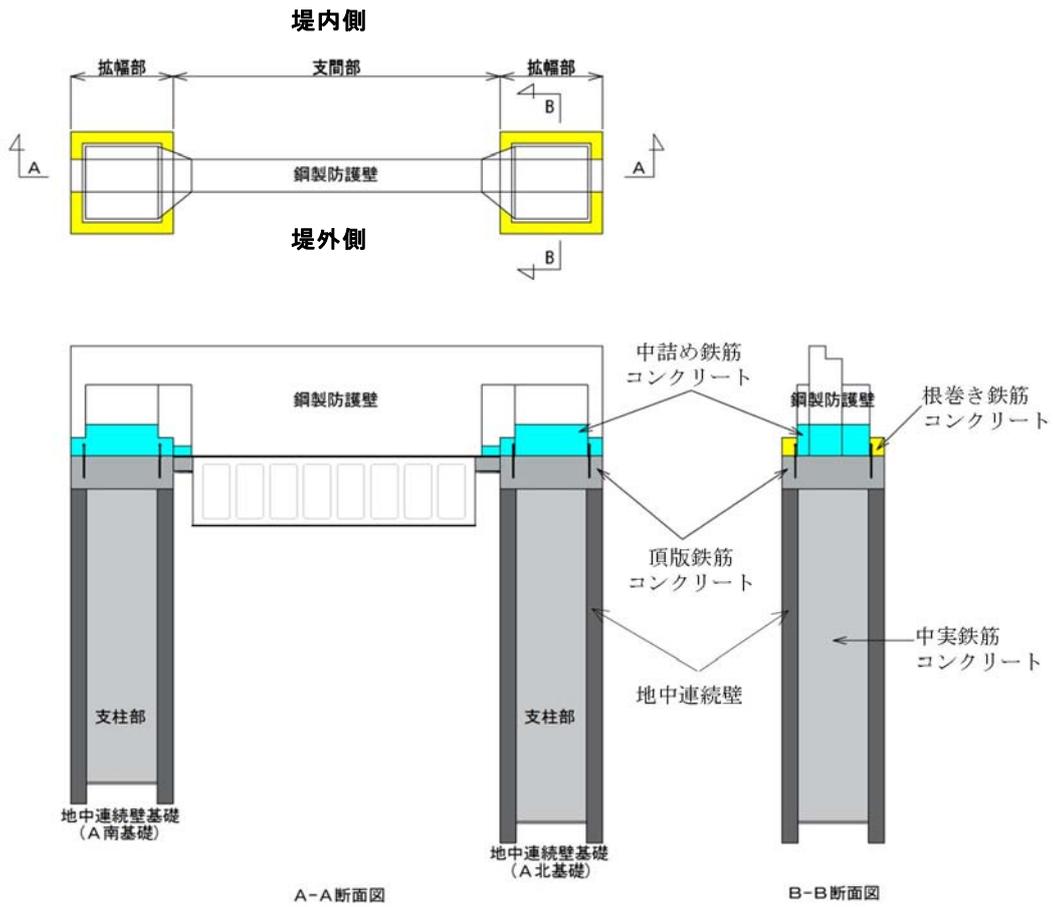
区分	分類	構成	各部位の役割
上部工	鋼製防護壁	鋼製防護壁 (支間部, 支柱部)	津波荷重等に抵抗する。
		鋼殻 (支柱部)	基礎上部の範囲を拡幅することにより, 支柱部応力の低減とアンカーボルトの配置エリアを確保する。
		中詰め鉄筋コンクリート	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで, 基部周辺の鋼殻応力の低減と上部工からのせん断力と水平トルク (鉛直軸回りモーメント) を基礎頂版に伝達する。
	アンカーボルト	—	上部工荷重からの軸力及び曲げモーメントを地中連続壁基礎の頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
下部工	地中連続壁基礎 (A北, A南)	頂版鉄筋コンクリート	地中連続壁の上部に構築する鉄筋コンクリート版で, 鋼製防護壁からの荷重を地中連続壁基礎に伝達させる。アンカーボルト及び中詰め鉄筋コンクリート内の鉄筋を定着させる。
		地中連続壁 (鉄筋コンクリート)	基礎外面を形成し, 基礎の主要部材となる。
		中実鉄筋コンクリート	地中連続壁内部の鉄筋コンクリートで, 地中連続壁と一体となって発生断面力を負担する。
非構造部材	根巻き鉄筋コンクリート	—	定着アンカー頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリート。非構造部材として設計する。



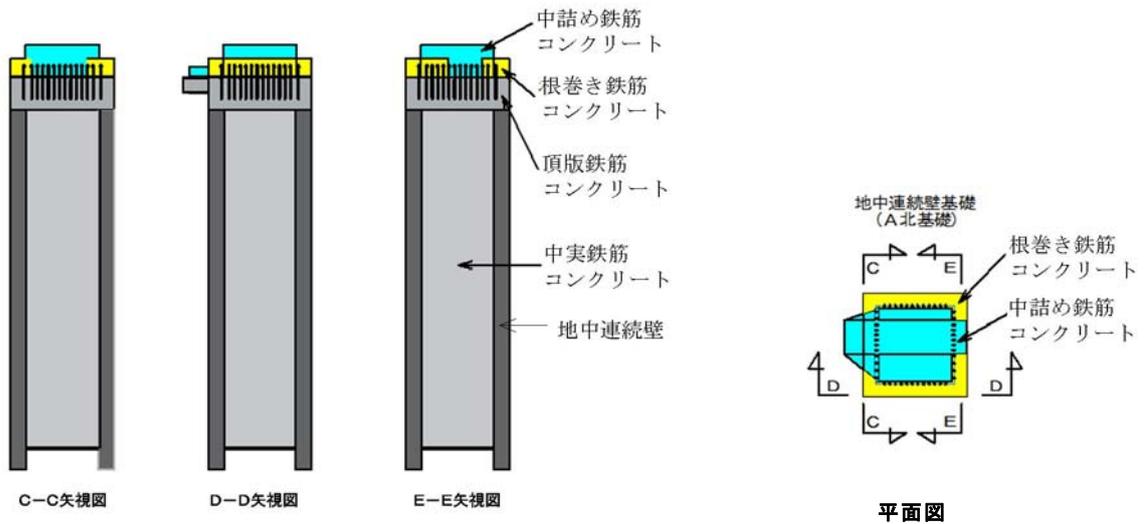
第 1-7 図 鋼製防護壁全体の構造図



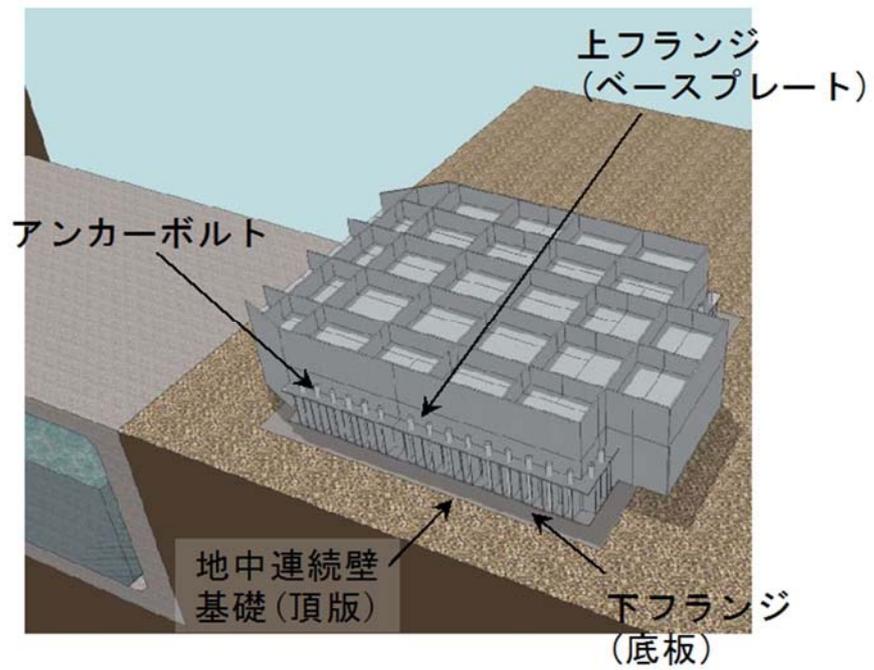
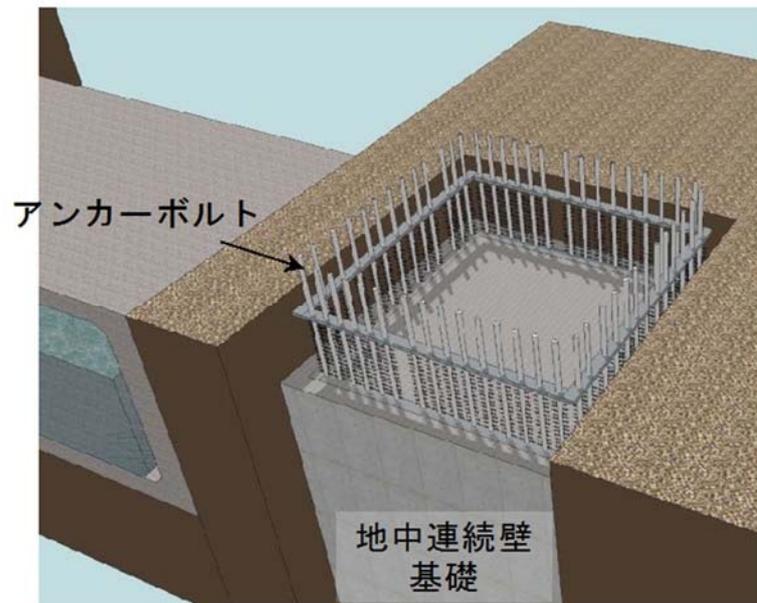
第 1-8 図 鋼製防護壁の構造図 (鋼製防護壁の鉛直方向ブロック分割)



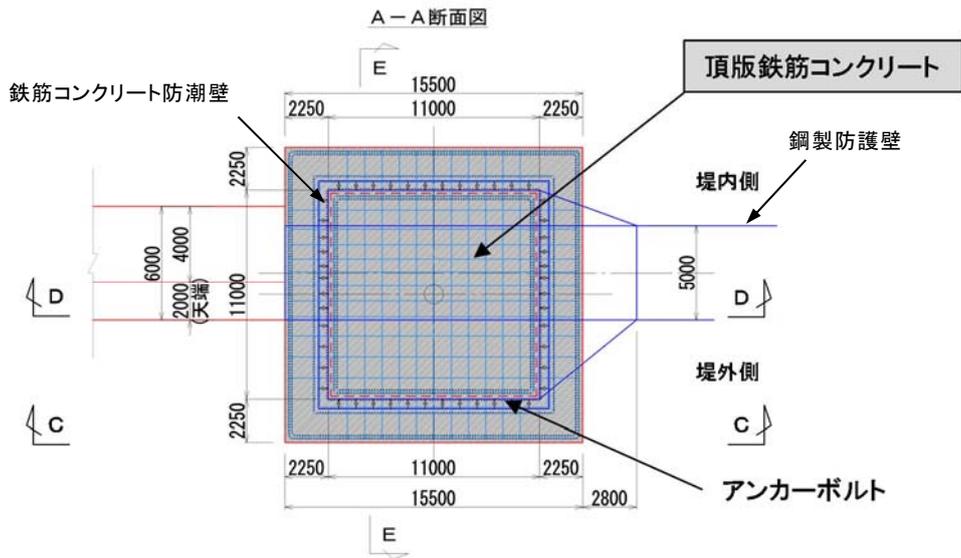
第 1-9 図 鋼製防護壁全体の構成図



第 1-10 図 地中連続壁基礎の構成図

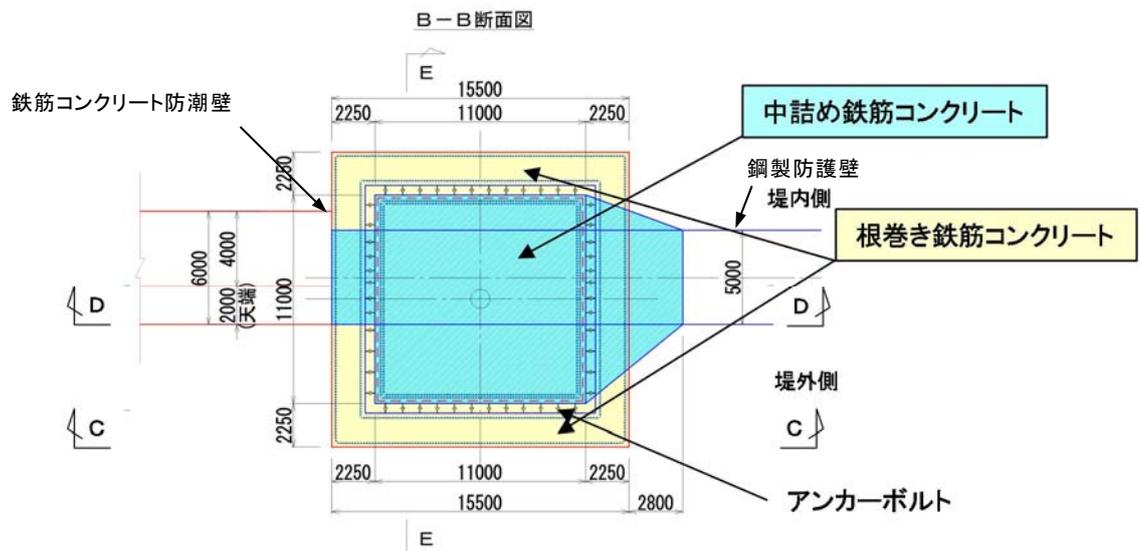


第 1-11 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部イメージ図



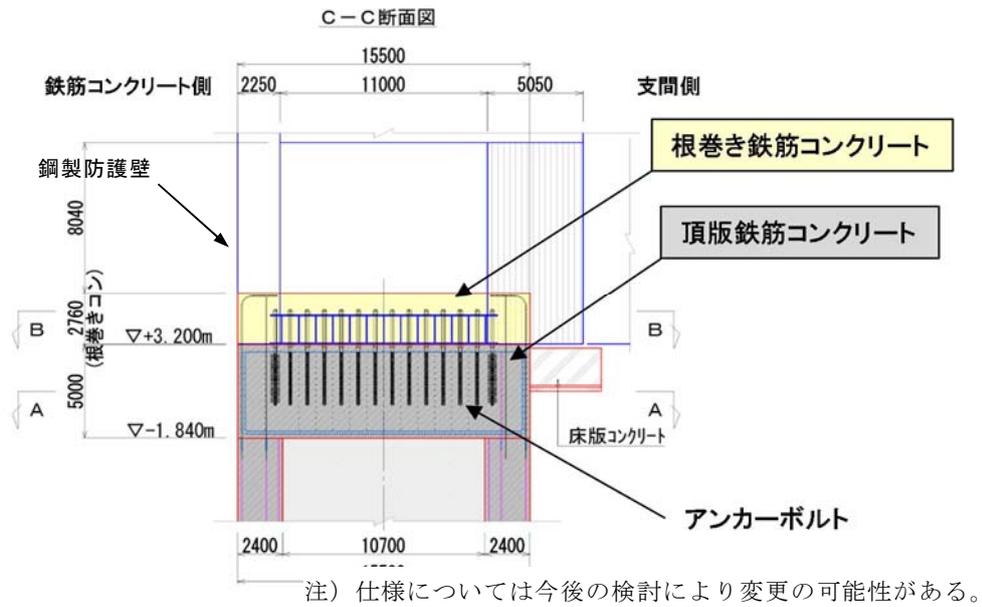
注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-12 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部構造図 (A-A 断面)

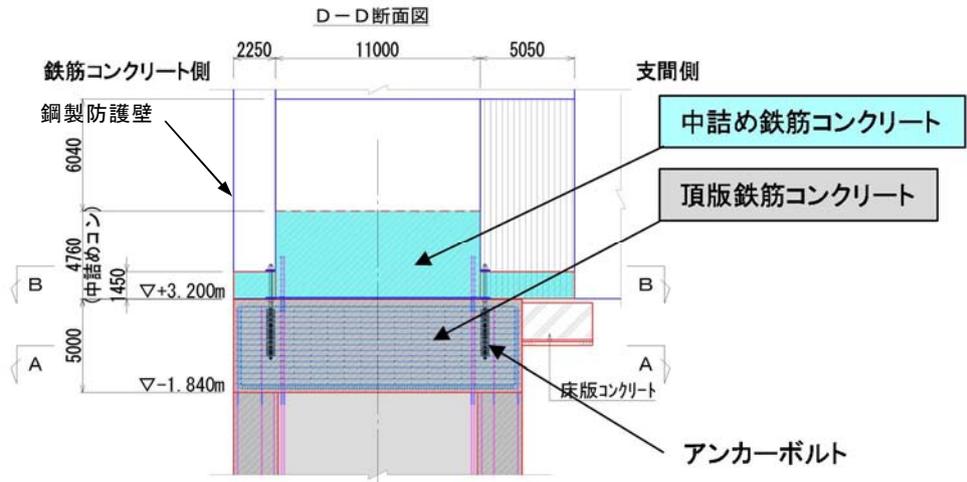


注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

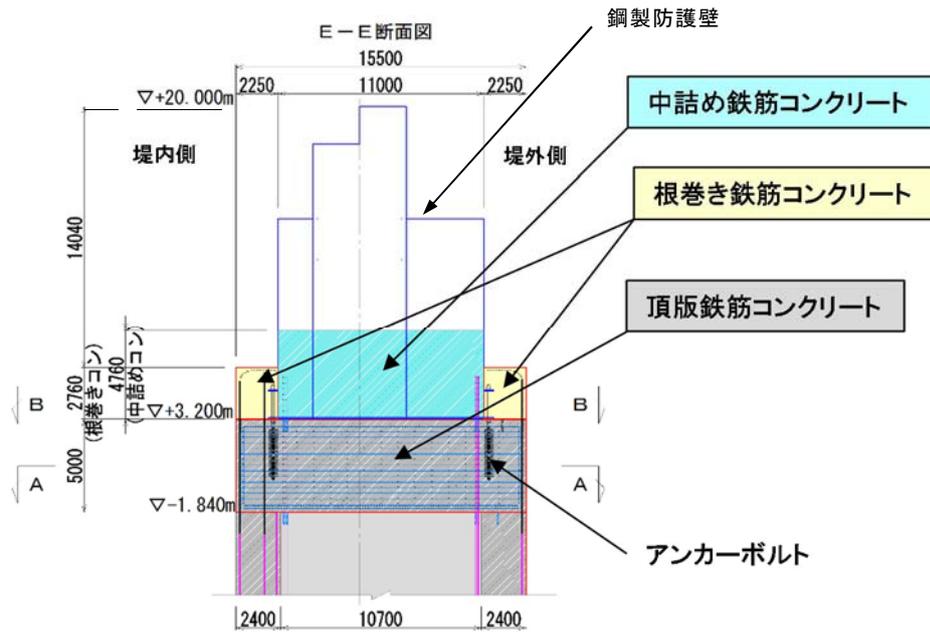
第 1-13 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部構造図 (B-B 断面)



第 1-14 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部構造図 (C-C断面)



第 1-15 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部構造図 (D-D断面)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-16 図 鋼製防護壁-地中連続壁基礎 結合部構造図 (E-E 断面)

② 構造型式の選定理由

a. 取水口横断部の防護壁を鋼製とした理由

既設取水口の頂版に直接防護壁を設置した場合、防護壁の自重、津波波圧による反力、地震時慣性力を取水口に負担させることになる。その反力は非常に大きいため、両サイドに基礎を設け反力が取水口に作用しない設計とする。

両サイドの基礎は、非常に大きな荷重を負担するが、基礎設置場所には十分な広さがなく、際限なく基礎を大きくすることが出来ない状況である。そのため、自重及び地震時慣性力の低減を目的に、質量の低減を図ることが可能な鋼製を選定する。

「4. 参考資料」に鋼製防護壁ブロック架設方法のステップ図を示す。架設は、トラッククレーンにてブロックを1個ずつ吊上げ、先行ブロックと突合せてHTB（ハイテンションボルト）で接合・

固定する。

本工法では、最下段については両側からブロックを接合し、張り出し側を仮受けしながら構築し、最下段を自立させたのちに、上層ブロックを積み上げて構築するため、既設構造物に大きな荷重を負担させることなく架設が可能である。

b. 基礎形式に地中連続壁基礎を選定した理由

防潮壁がSクラス構造物であることから、基礎は強固な岩盤上に設置しなければならないため、約60m近くまで掘り下げる必要がある。また、狭隘な敷地の制約のもとで、長スパンである上部工から伝達される大きな荷重を限られた大きさの基礎で負担する必要がある。

ケーソン基礎とする場合は、厚く分布する沖積粘性土層（Ac層）により施工中にケーソンが自沈し、所定の精度での施工が困難なことが推定されるが、地中連続壁基礎とすればそのような問題は解消される。

以上の理由から、基礎形式として地中連続壁基礎を選定する。

c. 直接定着式アンカーボルトを選定した理由

上部工が鋼殻構造で下部工が鉄筋コンクリート構造の場合、アンカーフレーム方式により接続し、上部工の荷重を下部工に伝達する形式が多い。本件においてアンカーフレーム方式を採用した場合、頂版に設置されるアンカーフレームのプレートと、地中連続壁基礎の鉛直方向鉄筋の定着部とが干渉する。この干渉を避けるためには基礎を大きくする必要があるが、敷地内の制約から拡幅可能な大きさ

に制限があるため困難である。

一方、直接定着式アンカーボルトには上記のような干渉するプレートはなく、基礎の大きさ（平面形状）を敷地の制約内の大きさにおさめることができるため、これを選定する。

③ 鋼製防護壁の平面配置における制約条件

鋼製防護壁の支間部は、地震等の変位による既設構造物との接触回避や施工時の離隔を確保する必要性から以下の制約を受けるため、鋼製防護壁中心と地中連続壁基礎中心とで偏芯を設ける。

a. 上部工の制約

- ・ 上部工と下部工に偏芯を設けない場合、上部工の堤外側角落しとの離隔が 20cm となり、止水板押え（約 50cm）を加えると堤外側角落しに接触する。
- ・ 本震時の動的解析による変位（51cm）を踏まえ、許容変位量を 70cm 程度と設定する。
- ・ 堤外側は、上部工と堤外角落しとの離隔を、止水板押え（約 50 cm）と許容変位量（約 70cm）の 120cm とすると、約 100cm の偏芯が必要となる。

b. 地中連続壁基礎の制約

- ・ 堤内側は施工上、ポンプ室クレーン・取水口との離隔を 3m 程度確保する必要がある。

これらの制約により、上部工と下部工とで堤内方向に約 1m の偏芯を設定する。

第 1-17 図に取水路周辺の平面図、第 1-18 図に鋼製防護壁と堤外側角落しとの位置関係を示す。

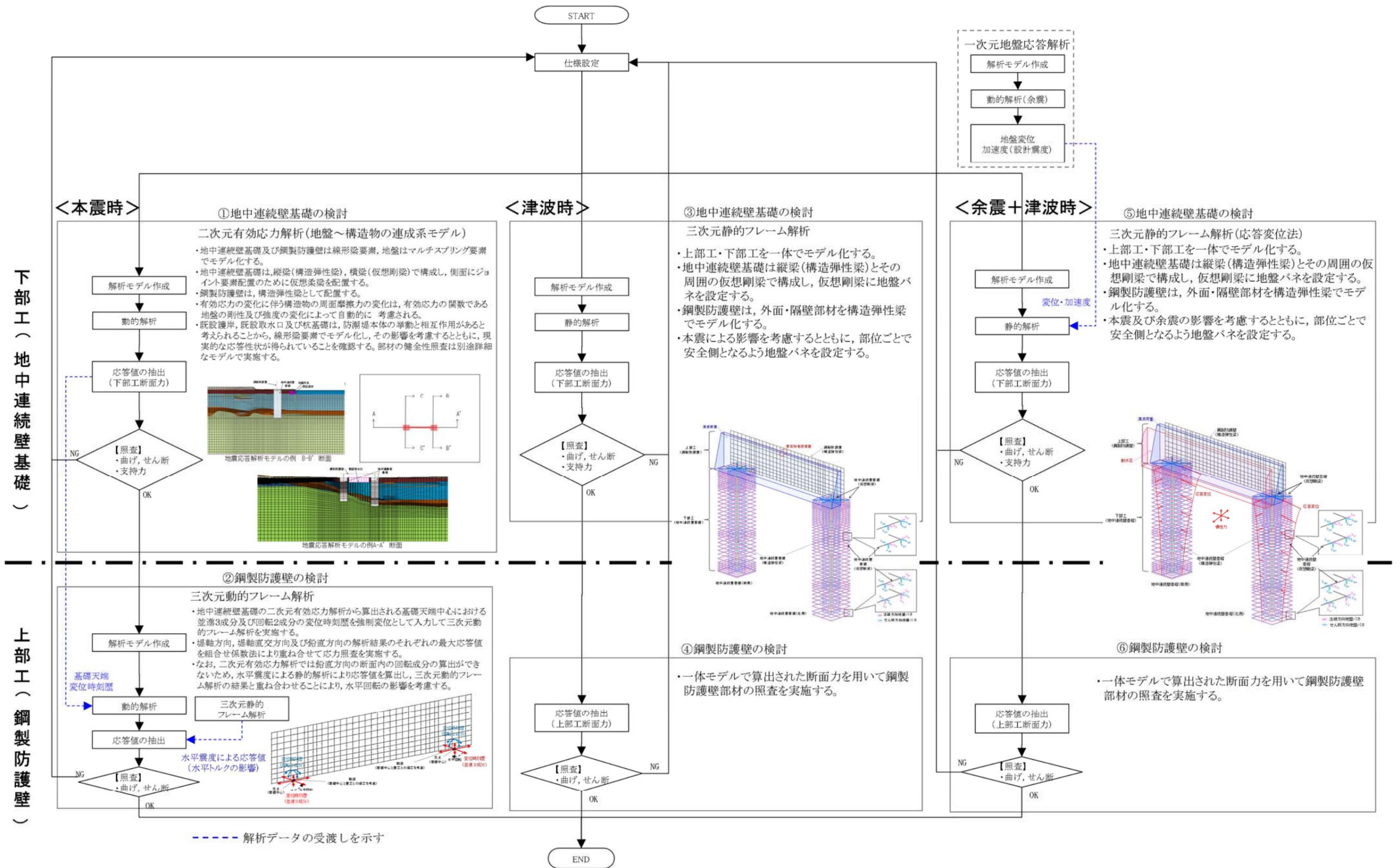
3) 設計手順

鋼製防護壁の耐震・耐津波評価は、津波防護施設であること、Sクラスの設計基準対象施設であることを踏まえ、第1-4表の鋼製防護壁の評価項目に従い、各構造部材の構造健全性及び支持性能の評価を行う。

鋼製防護壁の構造健全性及び支持性能の評価の検討フローを第1-19図に、鋼製防護壁の検討モデルと評価フローを第1-20図に示す。

第1-4表 鋼製防護壁の評価項目

構造強度設計			設計に用いる許容限界	
評価対象部位	応力等の状態			
下部工	基礎地盤	支持力	「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
	地中連続壁基礎	曲げ	【基準地震動 S_s ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編・V耐震設計編)」に基づき短期許容応力度以下とする。	
せん断		【T.P.+24m津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編・V耐震設計編)」,「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。		
上部工	鋼製防護壁	曲げ	【基準地震動 S_s ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・II鋼橋編)」に基づき短期許容応力度以下とする。	
		せん断	【T.P.+24m津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・II鋼橋編)」に基づき降伏応力度以下とする。	
	アンカーボルト	引張り せん断 引抜き	【基準地震動 S_s ・基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編)」,「鋼構造物設計基準(名古屋高速道路公社)」に基づき短期許容応力度以下とする。 【T.P.+24m津波に対して】 道路橋示方書・同解説(I共通編・II鋼橋編)」に基づき降伏応力度以下とする。	
	止水ジョイント部	止水ゴム等	変形	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
			引張り	
鋼製アンカー		引張り せん断 引抜き	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。	
止水ゴム等の鋼製防護部材		曲げ 引張り せん断	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。	
	鋼製防護壁底部止水機構	曲げ せん断	「道路橋示方書・同解説(I共通編・II鋼橋編)」,「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度以下とする。	



第 1-20 図 鋼製防護壁の検討モデルと評価フロー

4) 設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

- ① 基準地震動 S_s による地震荷重
- ② 基準津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ③ 余震 + 基準津波荷重
- ④ T. P. + 24m 津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ⑤ 余震 + T. P. + 24m 津波荷重

※T. P. +24m 津波は第四十三条対応事項であるが、上部工の耐津波設計における影響が大きいため本資料に記述する。

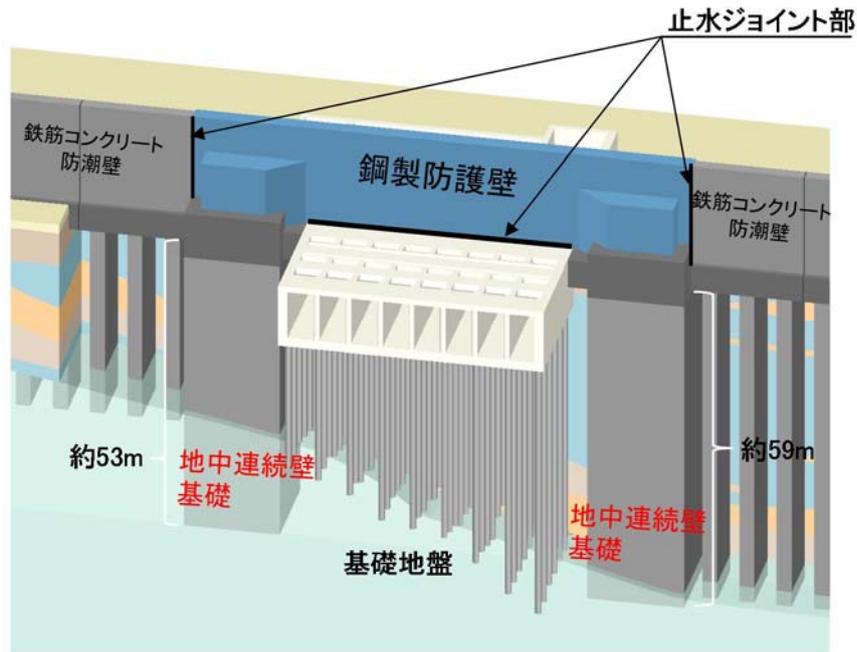
5) 地中連続壁基礎の設計方針

鋼製防護壁の基礎は、岩盤に地中連続壁の壁厚程度以上を根入れする岩着形式とした。

鋼製防護壁の基礎は、津波時において南北両側の基礎がほぼ同等の変位量となるように、それぞれの地中連続壁基礎の根入れ長を設定し、地震時において各部位が十分な裕度を有することを確認する。

地中連続壁基礎の支持性能については、基礎に作用する地盤反力が基礎地盤の極限支持力以下であることを照査する。

構造イメージ図を第 1-21 図に、また平面図を第 1-22 図に示す。

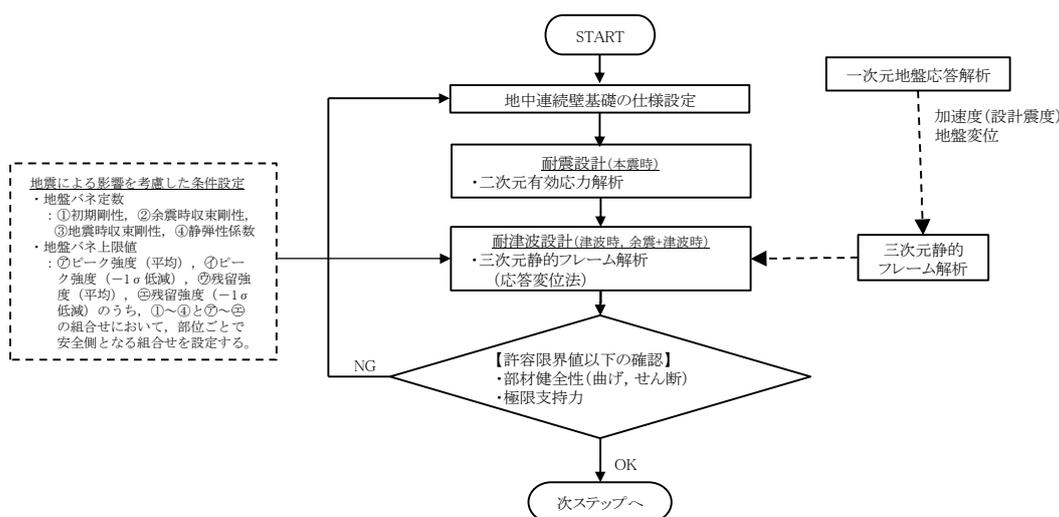


第 1-21 図 鋼製防護壁 構造イメージ図



第 1-22 図 鋼製防護壁 平面図

地中連続壁基礎の設計フローを第 1-23 図に示す。津波時及び余震＋津波時は荷重の三次元性を反映するために静的三次元解析，本震時は液状化を精緻に評価するために有効応力解析を実施し，基礎に発生する断面力を用いて応力照査を実施する。



第 1-23 図 地中連続壁基礎の設計フロー

① 耐震設計（二次元有効応力解析）

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる二次元地震応答解析を行い、本震時の地中連続壁基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。地盤の液状化の影響を緻密に反映するため、有効応力の変化に伴う地盤挙動の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、地震応答解析により算定される部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。

液状化強度特性については、平均 -1σ の値を用いることで保守性を考慮する。さらに、地質分布の不確かさに着目し、原地盤の液状化強度特性を適用した基準地震動 S_s による解析結果のうち、最も厳しいケースにおいて、より一層保守的な検討を目的に、液状化検討対象層である全ての砂層・礫層に対して豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで、強制的に液状化させる条件を仮定した解析モデルについても検討する。

なお、有効応力の変化に伴う構造物の周面摩擦力の変化は、有効応力の関数である地盤の剛性及び強度の変化によって自動的に考慮される。

a. 解析モデルの作成

地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向は T.P. - 130m までをモデル化し、水平方向には構造物を中心に左右とも構造物幅の 5 倍程度以上の範囲をモデル化する。地中連続壁基礎は線形梁要素、地盤はマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深については間隙水圧要素を配置する。

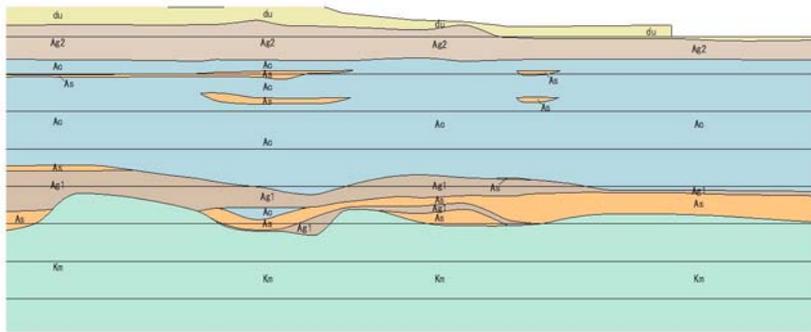
地中連続壁基礎は、縦梁（構造弾性梁）、横梁（仮想剛梁）で構成し、側面にジョイント要素配置のために仮想柔梁を配置する。

鋼製防護壁は、構造弾性梁として配置する。

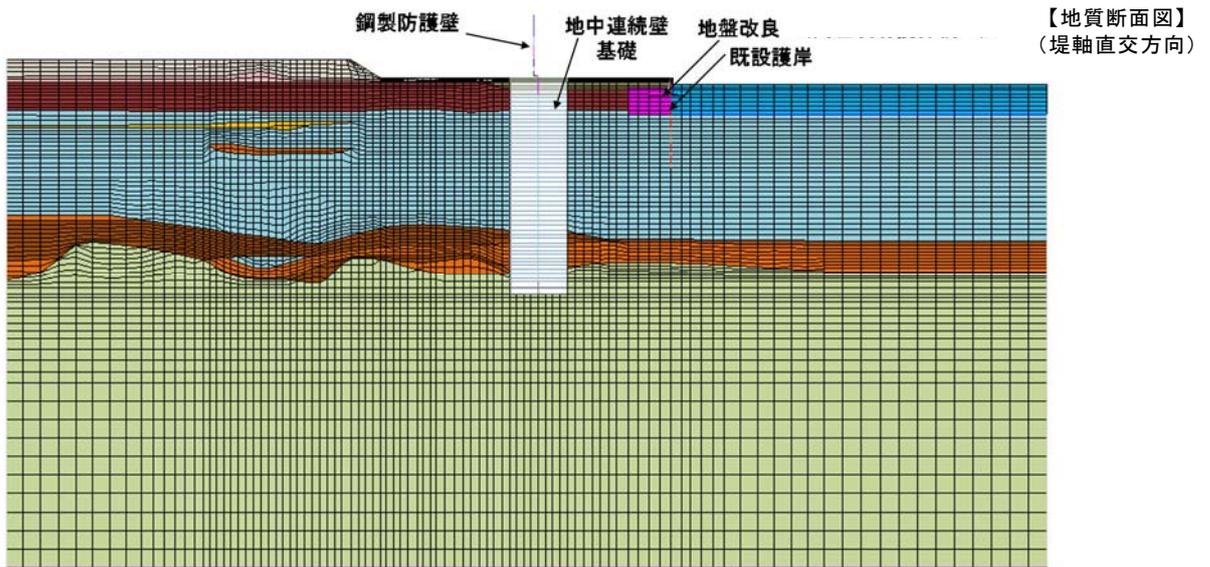
堤軸方向の既設取水口及び杭基礎は防護壁本体の挙動と相互作用があると考えられることから線形梁要素でモデル化し、堤軸直交方向の鋼製防護壁と既設取水口は独立して挙動するものと考えられることから堤軸直交方向の解析モデルについては既設取水口及び杭基礎はモデル化しない。

また、既設取水口及び杭基礎は、別途詳細モデルで健全性照査を実施するが、本モデルの解析の妥当性を評価するため、本モデルの応答値が詳細モデルの応答値より小さいことを確認する。

第 1-24 図に軸直交方向解析モデルの例、第 1-25 図に軸方向解析モデルの例を示す。

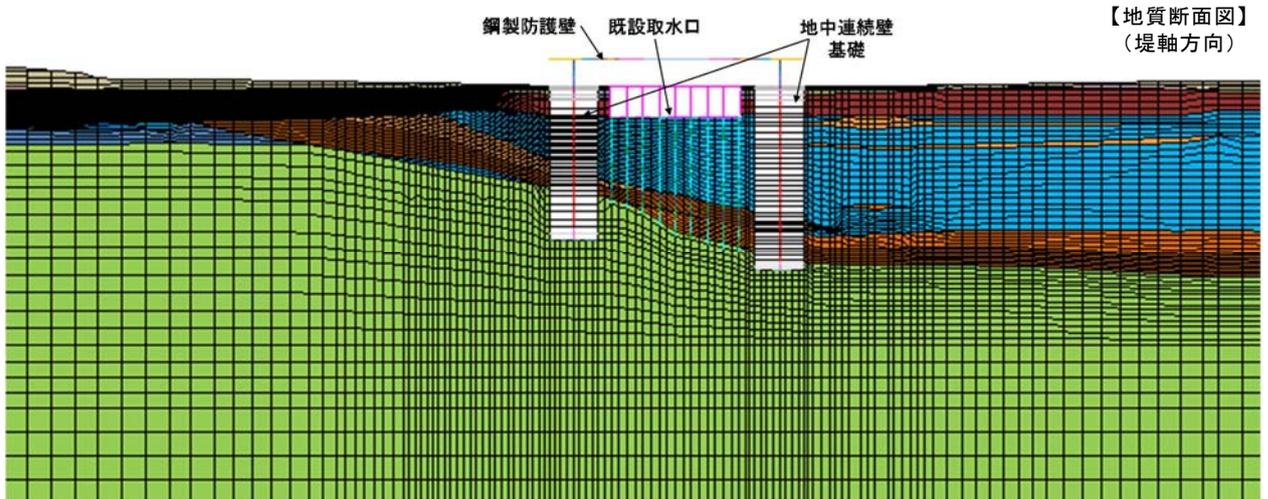
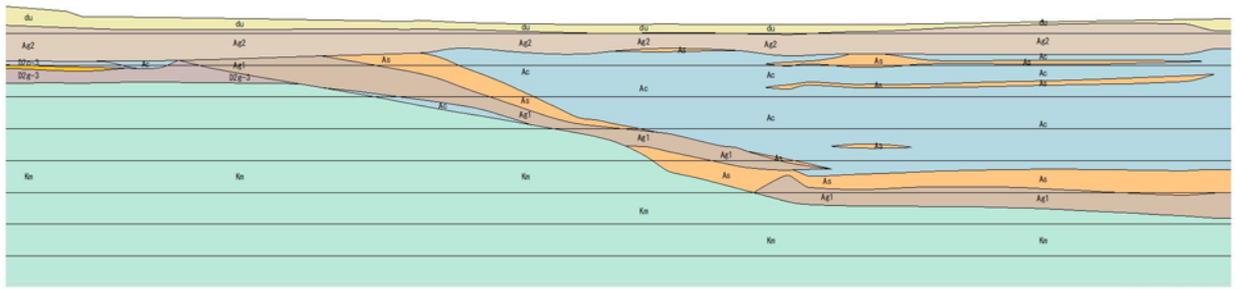


地質時代	地質区分	記号	岩種	備考
突 新 世	砂丘層	du	砂	敷地全体に広く分布する。
		Ag2	砂礫	敷地全体に広く分布する。
		Ac	粘土	久慈川が侵食した段状の 目を埋めて分布する。
		As	砂	
		Ag1	砂礫	
四 更 紀	低位段丘 堆積層	D2c-3	シルト	
		D2s-3	砂	敷地西部に埋没段丘として 分布する。
		D2e-3	砂礫	
		D2e-2	シルト	
		D2e-1	砂礫	
中位段丘 堆積層	段丘堆積層1	Im	ローム	敷地の東西部に分布し、 いすゆる部は埋没段丘を 構成する。
		D1c-1	シルト	
		D1s-1	砂礫	
第三紀漸新世	久米層	Km	砂質泥岩	敷地の基盤層である。



(解析メッシュ図)

第 1-24 図 地震応答解析モデル (軸直交方向) の例



(解析メッシュ図)

第 1-25 図 地震応答解析モデル (軸方向) の例

b. 地震応答解析

二次元有効応力解析により構造物及び地盤の応答値を算定する。

構造物の応答値のうち地中連続壁基礎天端位置における変位時刻歴を鋼製防護壁の設計に使用する。

入力地震動は、東海第二発電所の解放基盤表面深度である T.P. - 370m から T.P. - 130m までをモデル化した剥ぎ取り地盤モデルを用いて、一次元波動論により T.P. - 130m 位置で評価した地震動 (2E) を用いる。

c. 照査

地震応答解析により算定された地中連続壁基礎の断面力を用い

て、曲げモーメント・軸力に対する照査，せん断に対する照査を行い，許容限界値以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能として，基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。

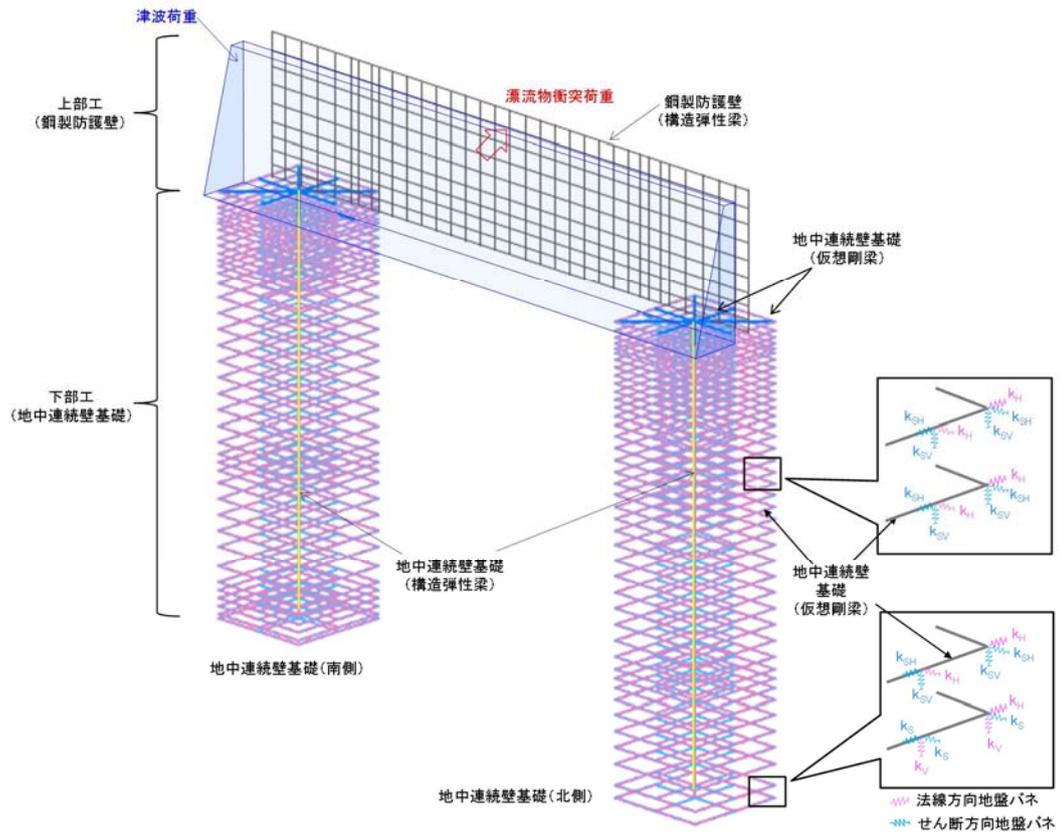
② 耐津波設計（三次元静的フレーム解析）

地中連続壁基礎及び鋼製防護壁を一体でモデル化する。

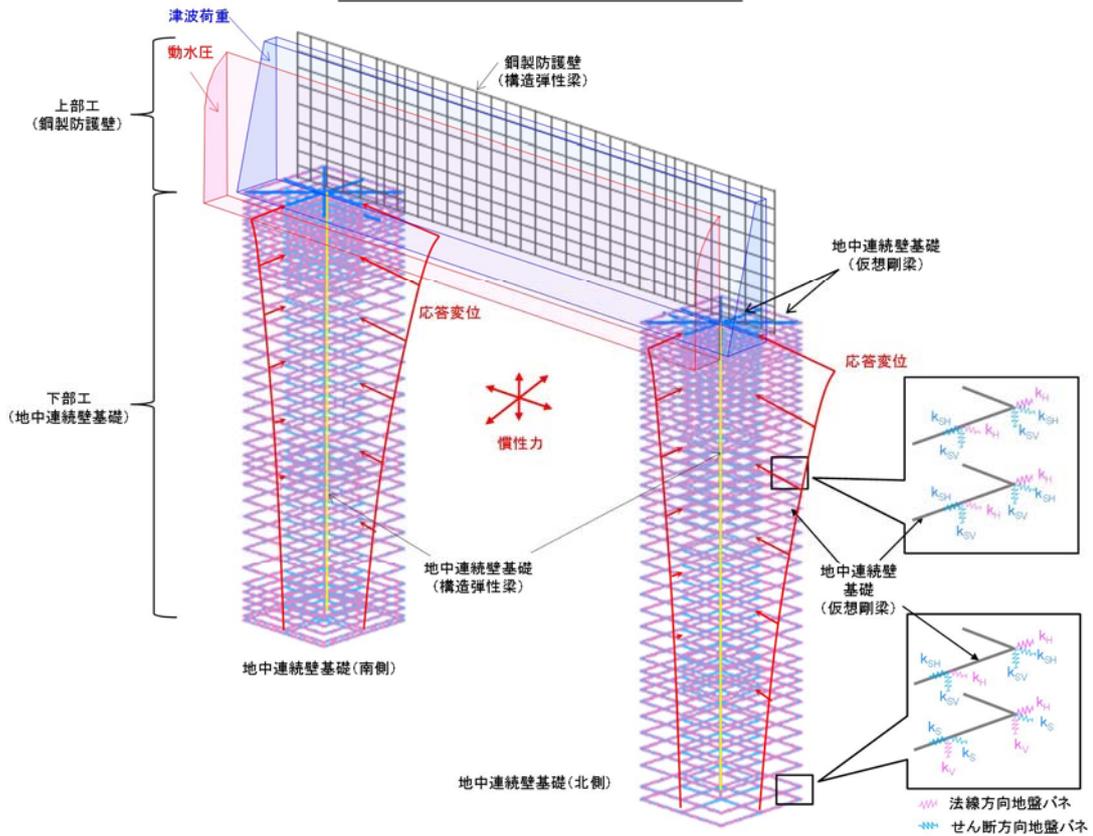
地中連続壁基礎は，縦梁（構造弾性梁），横梁（仮想剛梁）で構成し，鋼製防護壁は構造弾性梁とする。

この横梁に地盤バネを接続したモデルで応答変位法による静的三次元フレーム解析を行い，津波時と余震＋津波時の地中連続壁基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。死荷重及び積雪の長期荷重，津波による波力と漂流物衝突荷重，余震荷重等を外力として入力し，部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。津波や漂流物の荷重は，鋼製防護壁に直接的に作用し，下部工の地中連続壁基礎へ伝達される。なお，津波時における漂流物の衝突荷重は，入力津波高さに作用するものとして考慮する。解析モデル概念図を第 1-26 図に示す。

基礎地盤の支持性能として，基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。



津波時の解析モデル概念図



余震+津波時の解析モデル概念図

第 1-26 図 地中連続壁基礎の解析モデル概念図

地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき設定し，上限値を有するバイリニア型とする。津波時及び余震＋津波時の地盤バネは，本震による影響を考慮する。

地盤バネ定数及び地盤バネの上限値の内容を第1-5表に示す。地盤バネ定数4種類と上限値4種類の値から，下記のとおり組合せることにより，各部位が安全側となる設計を行う。

- ・地盤による拘束度が高く上部工ならびに上下部工接続部に対する負担が大きくなると考えられる最も高い剛性と最も大きい上限値の組合せによる構成式
- ・地盤の変形が大きくなり地中連続壁基礎に対して最も厳しくなると考えられる最も低い剛性と最も小さい上限値の組合せによる構成式

第1-5表 地盤反力係数及び地盤バネの上限値

荷重条件	地盤反力係数	上限値
津波時 及び 余震＋津波時	初期剛性より 余震時の収束剛性より 本震時の収束剛性より 静弾性係数より	ピーク強度（平均） ピーク強度（-1σ低減） 残留強度（平均） 残留強度（-1σ低減）

本震及び余震による剛性低下を考慮した地盤バネの算定に用いる地盤の変形係数 E_D は，以下の式により算出する。

$$E_D = 2(1 + \nu_d)G'$$

E_D ：地盤の変形係数（kN/m²）

ν_d ：動ポアソン比

G' ：地盤の本震及び余震時の収束剛性（kN/m²）

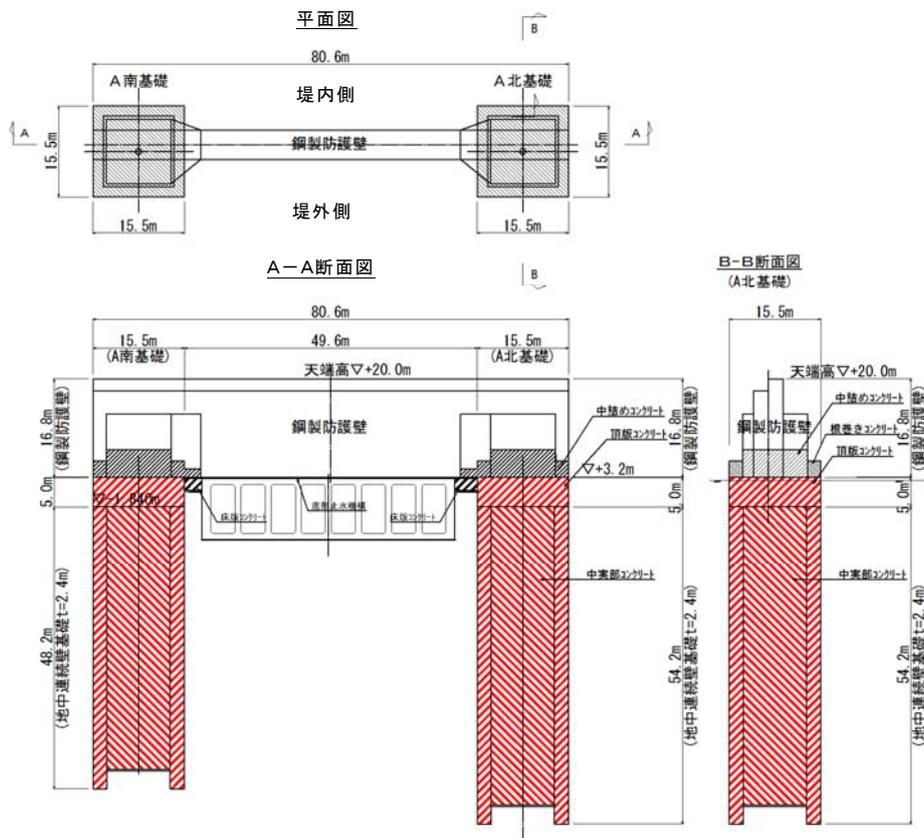
余震時荷重としては、余震時の一次元地盤応答解析により算定される応答変位分布を強制変位としてバネ端に载荷するとともに、地表面最大加速度より算定する設計震度を慣性力として考慮する。

6) 鋼製防護壁（上部工）の設計方針

鋼製防護壁（上部工）に要求される性能は、津波に対する止水性を確保することである。そのため、繰返し襲来する津波荷重が作用した場合に対して弾性状態に留まる必要がある。

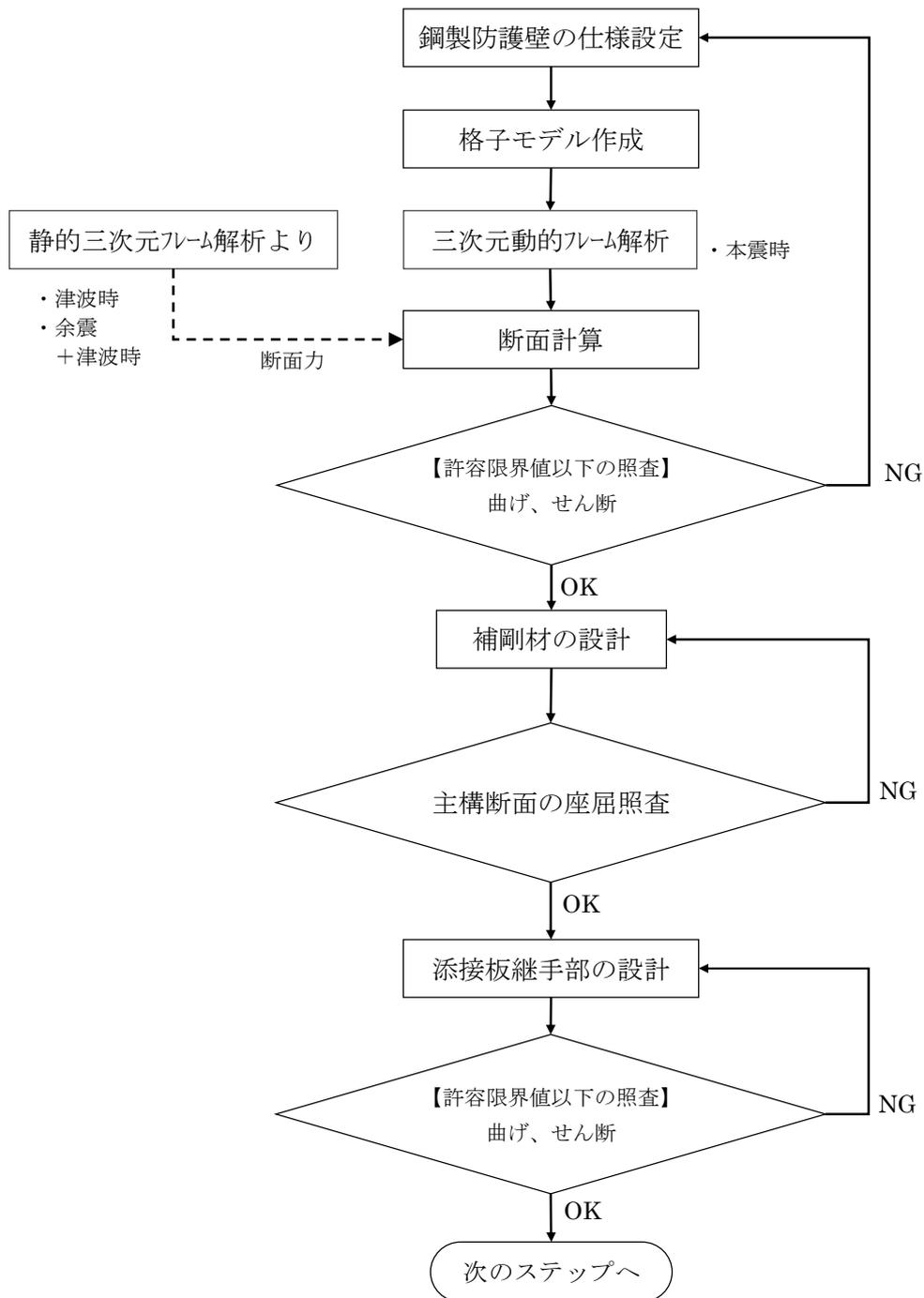
鋼製防護壁（上部工）は、下部工の地中連続壁基礎に基礎頂版を介して結合され、概ね 81m 程度の支間長で既設取水口を跨いで構築する。

鋼製防護壁の構造図を第 1-27 図に、設計フローを第 1-28 図に示す。



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-27 図 鋼製防護壁の構造図



本震時【三次元動的フレーム解析】

・有効応力解析により算出された変位時刻歴を与える。

津波時・余震+津波時

・上部工・下部工一体モデルによる三次元静的フレーム解析から算出される断面力を用いて部材照査を行う。

第 1-28 図 鋼製防護壁の設計フロー

① モデル化方針

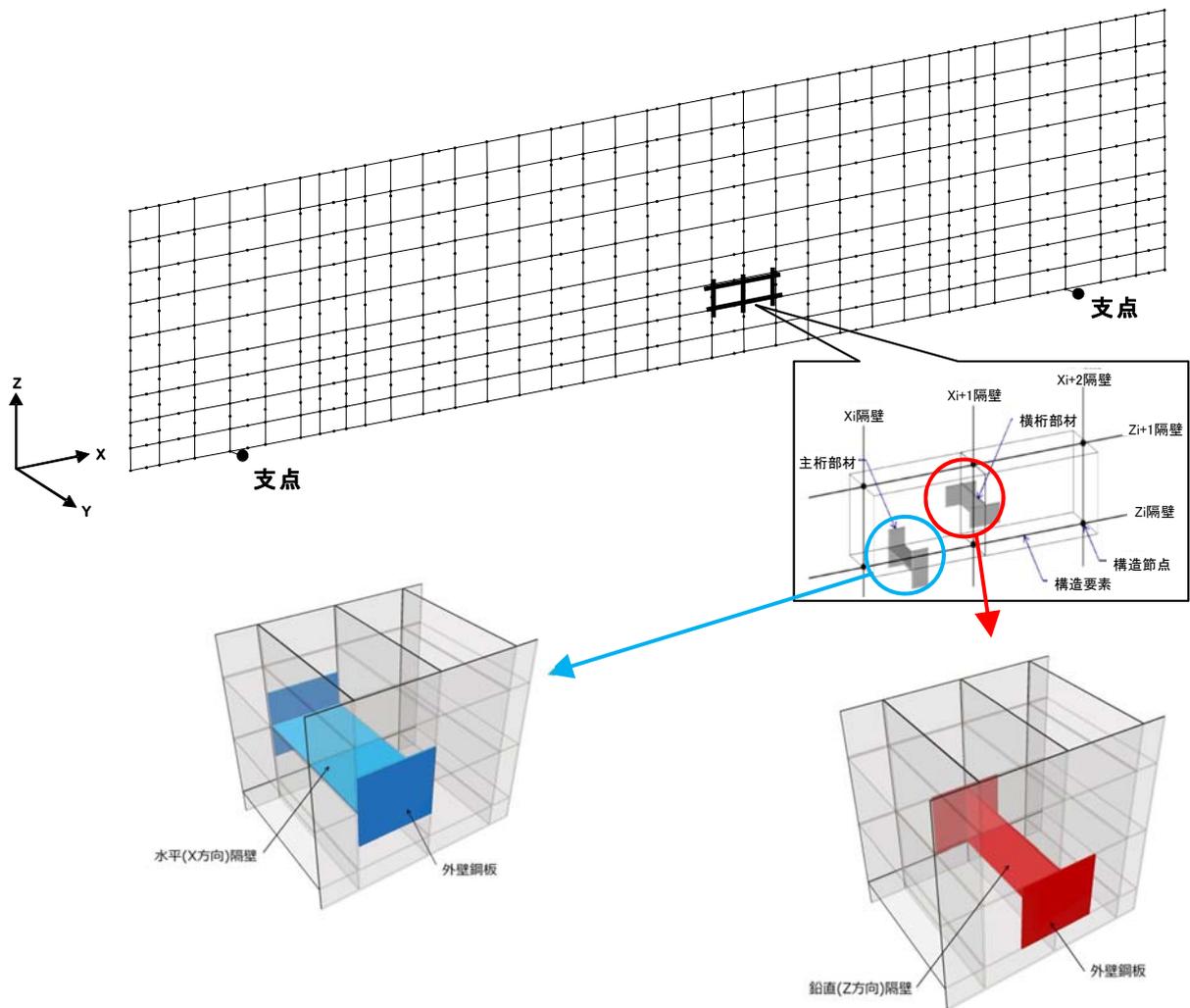
鋼製防護壁は、梁で構成される格子にモデル化し、構造評価を行う。

水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置ならびに添接板継手位置を節点とした格子モデルとする。

鋼製防護壁部分の解析モデル図を第 1-29 図に示す。

- i) 主桁部材（水平方向）は、外壁鋼板をフランジ、水平（X方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする。（第 1-29 図の青色表示部分）
- ii) 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする。（第 1-29 図の赤色表示部分）
- iii) ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算出したねじれ剛性を両部材に考慮する。

格子モデルは津波荷重、地震時荷重、積雪荷重、風荷重及び漂流物の衝突荷重に耐えうる構造である鋼部材のみでモデル化する。



第 1-29 図 解析モデル図

② 本震時〈三次元動的フレーム解析〉

本震時は格子モデルによる三次元動的フレーム解析を行う。

本震による慣性力を鋼製防護壁に動的に作用させ、鋼材に生じる曲げ、せん断応力の照査を行い、許容限界値以下であることを確認する。なお、本震時の解析では風荷重を重畳させる。

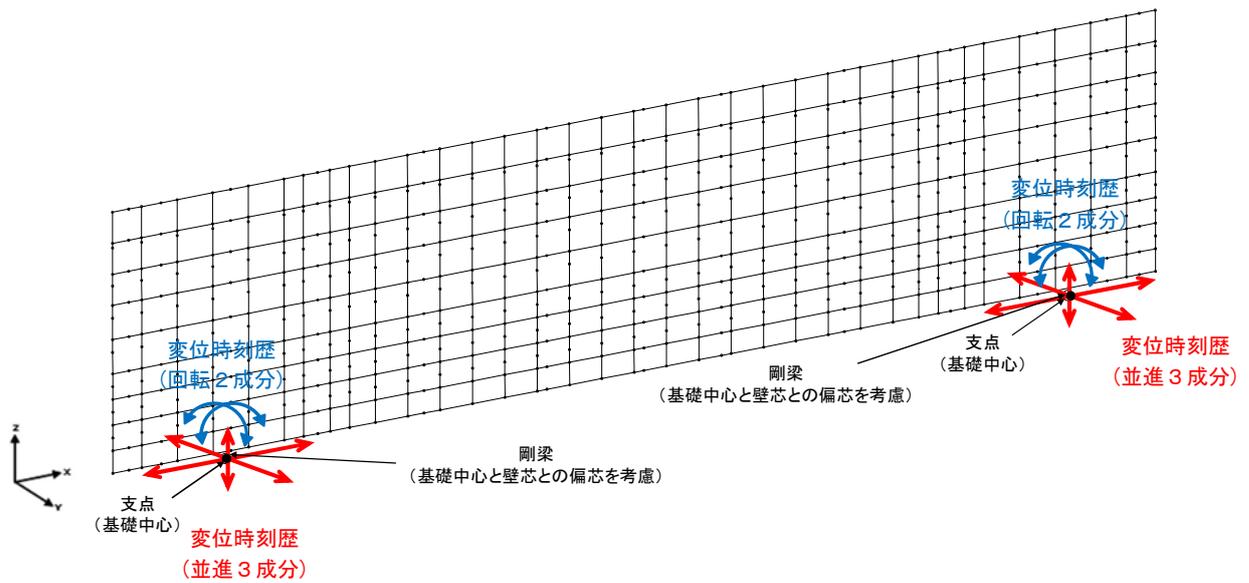
本震時の三次元動的フレーム解析モデルの概念図を第 1-30 図に示す。

- i) 地中連続壁基礎の二次元有効応力解析から算出される基礎天端中心における並進 3 成分（堤軸方向、堤軸直交方向及び鉛直方

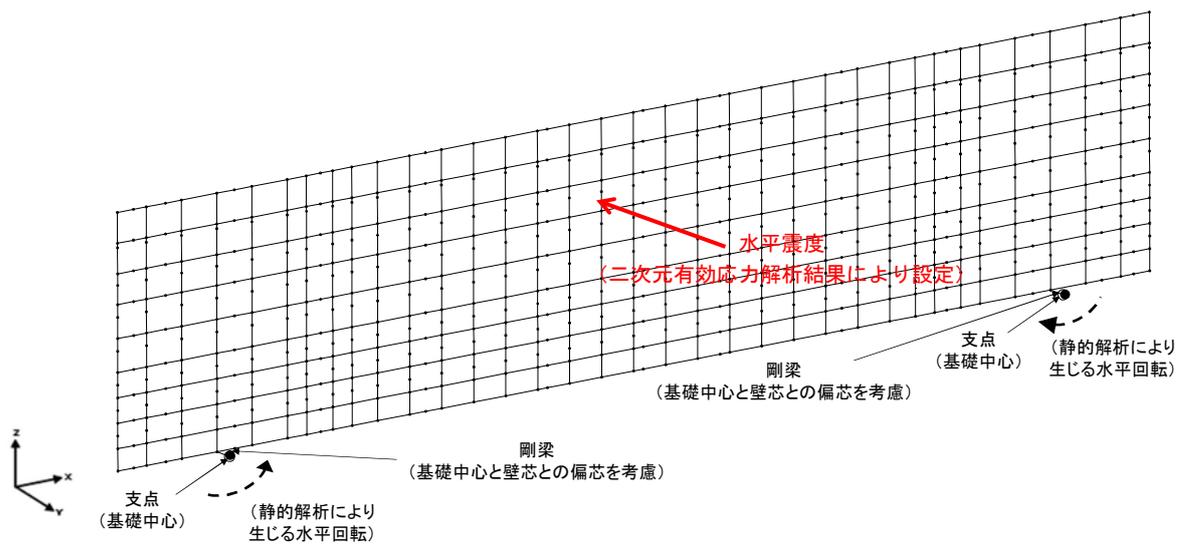
向) 及び回転 2 成分 (堤軸方向, 堤軸直交方向断面内の回転成分) の変位時刻歴を強制変位として与える。堤軸直交方向の変位時刻歴は南北基礎それぞれの軸直交断面の解析結果から設定する。

また, 二次元有効応力解析では水平回転成分の算出ができないため, 水平震度による静的解析により応答値を算出し, 三次元動的フレーム解析の結果と重ね合わせることにより, 水平回転の影響を考慮する。静的解析で与える水平震度は, 南北両断面の最大応答加速度から算定される水平震度を一律で与える場合及び時刻歴の応答差が最大となる南北各断面の応答加速度から, 南北それぞれの水平震度を設定し, 南北で区分して与える場合について検討し, 安全側の設計となるよう設定する。

- ii) 三次元動的フレーム解析は堤軸方向, 堤軸直交方向及び鉛直方向毎に行い, 解析結果のそれぞれの最大応答値を組合せ係数法により重ね合わせて応力度照査を行う。なお, 鉛直成分は軸方向・軸直交方向の入力組合せのうち, 南北の時刻歴変位差が大きい方を基本ケースとして選定する。軸方向・軸直交方向の入力組合せにおける発生断面力を比較し, 選定の妥当性を確認する。



変位時刻歴入力による動的解析



水平震度による静的解析（初期応力として考慮）

第 1-30 図 三次元動的フレーム解析モデルの概念図

③ 津波時，余震＋津波時

津波及び余震＋津波時については，第 1-26 図に示す上部工・下部工一体モデルによる三次元静的フレーム解析結果から鋼製防護壁部

材の応答値を抽出し、各部材の照査を行う。

a. 津波時

鋼製防護壁は、死荷重、積雪荷重、津波荷重及び漂流物の衝突荷重を作用させ、鋼材に生じる引張り、せん断応力の照査を行い、許容限界値以下であることを確認する。なお、漂流物の衝突荷重は曲げモーメントが最大となる位置に作用させる。

b. 余震+津波時

鋼製防護壁は、死荷重、積雪荷重、津波荷重並びに余震による慣性力及び動水圧を作用させ、鋼材に生じる引張り、せん断応力の照査を行い、許容限界値以下であることを確認する。なお、慣性力としての設計震度は、一次元地盤応答解析より算出される地表面の最大加速度を与える。

④ 補剛材の設計

a. 補剛材の設計

主構断面となる隔壁には、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 4.2.5」の規定に基づいた必要剛度を満たす補剛材を配置し、補剛材自体の座屈に対する安全性を確保する。

b. 主構断面の座屈照査

主構断面となる隔壁は、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 11.4.2」の解説に準じて座屈に対する安全照査を実施し、補剛材の追加配置の必要性を確認する。

⑤ 添接板継手部の設計

a. 添接板継手部の設計

鋼殻ブロックの添接板継手部は、高力ボルト摩擦接合方式とす

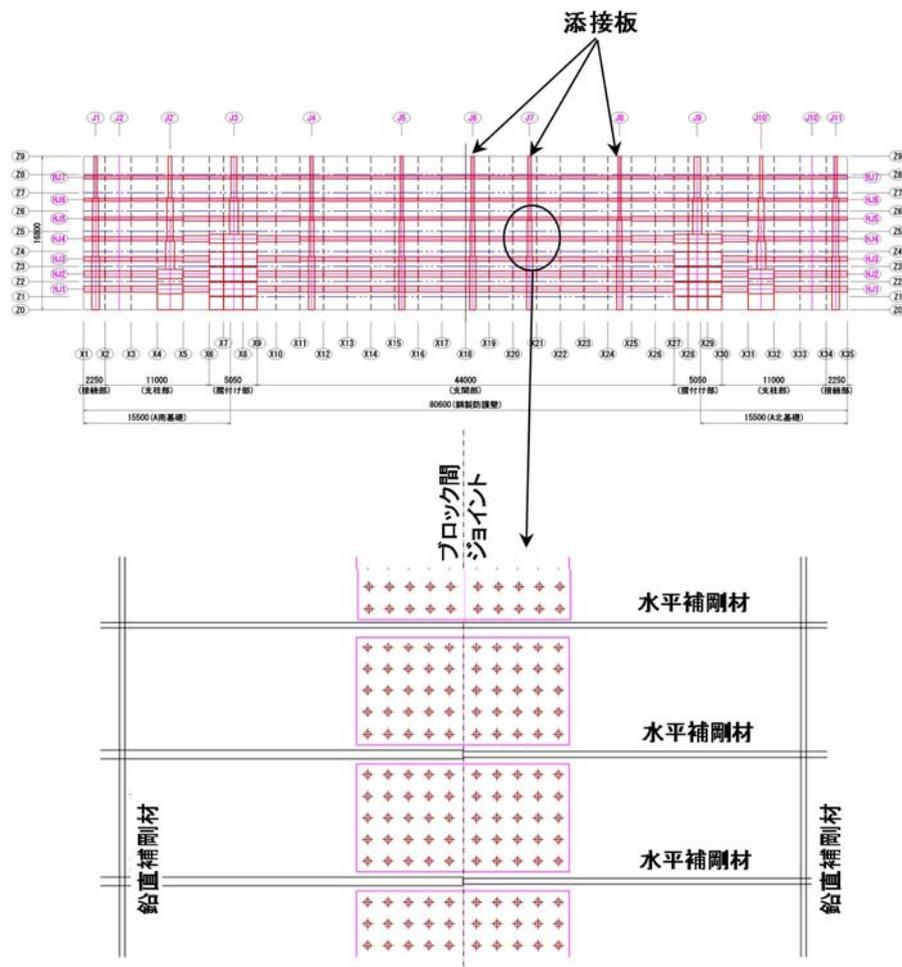
る。

設計は、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 7.3」に基づき行う。

母材に作用するせん断力及び曲げモーメントに対して、継手部の孔引き後の母材，添接板及び高力ボルトの安全性を照査する。

せん断力と曲げモーメントが同時に作用するため、合成した力に対しての安全性の照査も実施する。

鋼殻ブロックの添接板継手部イメージを第 1-31 図に示す。



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-31 図 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ(正面図)

b. 添接板継手部の止水

ブロック間ジョイントにはシール材を施工し、止水性を確保する。

シール材の止水性能について、所定の水圧をかけた状態での止水試

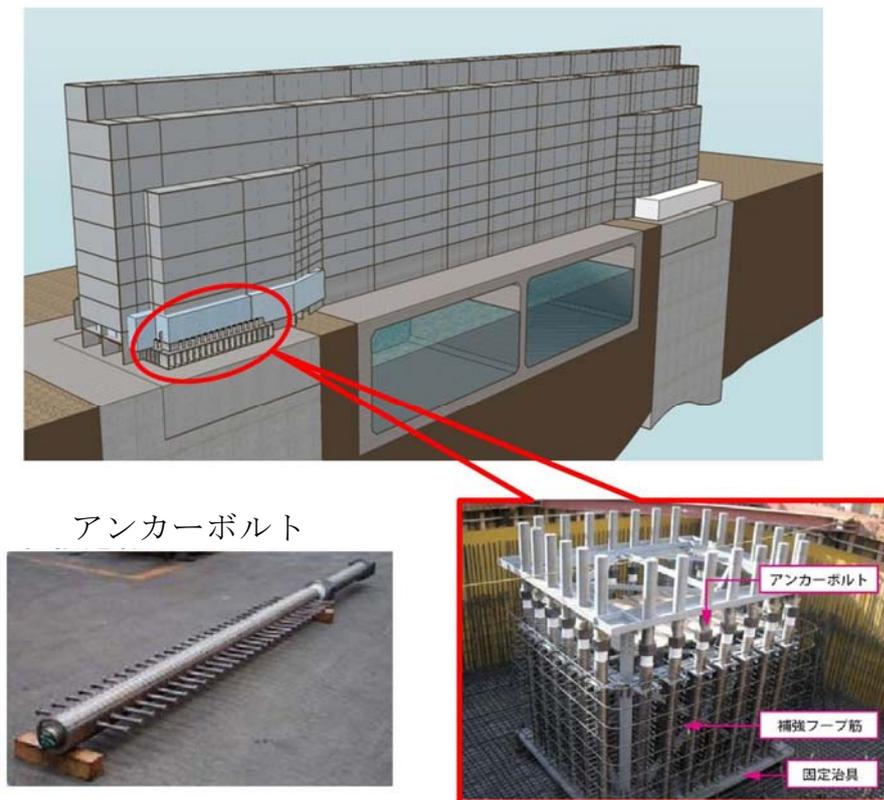
験を実施して確認する。

7) 接合部の設計

① 準拠基準

接合部に要求される性能は、鋼製防護壁本体の死荷重や、津波や地震などの外力を確実に基礎へ伝達させることである。

アンカーボルトの定着方法は直接定着式とし、「名古屋高速道路公社 鋼構造物設計基準 II 鋼製橋脚編 7章」に基づき計算する。基礎定着部の概念図を第1-32図に示す。



第1-32図 基礎定着部の概念図

【直接定着式アンカーボルトの基準について】

直接定着式アンカーボルトは、名古屋工業大学、名古屋高速道路公社と住友金属工業株式会社（現：新日鐵住金株式会社）の産学官3者が共同開発した製品である。橋梁の橋脚と基礎とを結合する目的で開発された製品であるが、上部からの軸力ならびに水平軸周りの回転モーメントを基礎に伝達するという機能は鋼製防護壁でも同じである。

直接定着式アンカーボルトの適用基準については、後述する試験結果に基づいて、名古屋高速道路公社にて策定されており、この基準に基づく実績は多数あり、国交省、公団公社、自治体、各高速道路会社においてもこの基準を採用している。

直接定着式アンカーボルトの各種試験で確認されているアンカー径の適用範囲はφ100～180とされている。

直接定着式アンカーボルトに関しては、設計手法の妥当性、付着特性の設定及び震度法レベル、地震時保有水平耐力法レベルの設計荷重に対して十分な定着耐力を有することが、以下に示す各種試験結果より、確認・報告されている。

- ・ 異形棒鋼ならびにスタッドを用いたアンカーボルトの付着強度に関する試験^{1),2)}
- ・ 実構造における力学特性試験³⁾
- ・ 太径化による付着強度低下に関する試験⁴⁾
- ・ 実構造における付着強度試験⁵⁾
- ・ 製造限界とされる太径アンカーボルトによる付着性能、定着耐力に関する試験⁶⁾

(参考文献)

- 1) 前野裕文 (名古屋高速道路公社), 後藤芳顯, 小畑誠, 松浦聖 (以上名古屋工業大学 社会開発工学科), 小林洋一 (住友金属㈱)
「鋼製橋脚の新しい定着方法について」
第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 1989. 9
- 2) 前野裕文 (名古屋高速道路公社), 後藤芳顯, 小畑誠, 松浦聖 (以上, 名古屋工業大学 社会開発工学科)
「スタッドを取り付けた太径異形棒鋼の付着特性」
土木学会論文集, 1992. 1
- 3) 小畑誠, 後藤芳顯, 松浦聖 (以上, 名古屋工業大学 社会開発工学科), 前野裕文 (名古屋高速道路公社)
「太径異形棒鋼による実大付着型アンカーボルトの力学性状と現場付着試験」, 鋼構造年次論文報告集, 1993. 7
- 4) 山本卓也, 前野裕文, 鈴木信勝, 深田清明 (以上, 名古屋高速道路公社)
「鋼製橋脚定着部に用いる付着型アンカーボルトの室内付着試験および現場引抜き試験」, 橋梁と基礎, 1998. 5
- 5) 前野裕文, 森成顯, 川津禎男 (以上, 名古屋高速道路公社), 永岡弘 (松尾橋梁㈱), 小林洋一 (住友金属工業㈱),
「付着型アンカーボルトを用いた鋼製橋脚定着部の設計および現場試験」, 橋梁と基礎, 1994. 5
- 6) 前野裕文 (名古屋高速道路公社), 後藤芳顯 (名古屋工業大学 社会開発工学科), 上條崇, 小林洋一 (以上, 住友金属工業㈱)
「鋼製橋脚に用いる実大付着型アンカーボルトの力学特性と定着部の挙動評価モデル」, 構造工学論文集 Vol. 46A, 2000. 3

(名古屋高速道路公社 鋼構造物設計基準)

イ) 使用材料 (鋼材)

3章 使用材料

3.1 使用鋼材

- (1) 鋼材は「I.3.1」、「I.表 3.1-1」に適合するものを標準とする。
 (2) 鋼種は板厚により「I.3.2」、「I.表 3.2-1」に基づいて選定するのを原則とする。

- (2) アンカーボルトの使用材料については表 3.1-1 に示すとおり、定着方式ならびに強度により分類ができる。なお、ワッシャーについては溶接性を考慮して SM400 材を使用するものとし、ナットについては SS400 材を使用するものとする。

表 3.1-1 アンカーボルトの材料

定着方式	直接定着方式		アンカーフレーム方式			
	SM490A 相当	SM520B 相当	SS400	S30CN	S35CN	S45CN
降伏点	315 N/mm ²	355 N/mm ²	235 N/mm ²	285 N/mm ²	305 N/mm ²	345 N/mm ²
または耐力	以上	以上	以上	以上	以上	以上
JIS 注1)	(G3106)注2)	(G3106)注2)	G3101	G4051注3)	G4051注3)	G4051注3)

注 1) アンカーボルトの鋼種表示は鉄鋼記号による。

注 2) JIS G 3106「溶接構造用圧延鋼材」には、鋼板、鋼帯、形鋼および平鋼が規定されており、直接定着方式のアンカーボルトに用いる棒鋼はこれらには含まれないが、スタッドの溶接性を確保するため、この化学成分を参考にし、表 3.1-2、表 3.1-3、表 3.1-4 を満足させるものとした。本基準では、直接定着方式のアンカーボルトの材質を、「SM490A 相当」、「SM520B 相当」と表記することとした。

注 3) 機械構造用鋼 S30CN、S35CN、S45CN は JIS G 4051 に示される材質 S30C、S35C、S45C に熱処理として焼きならしを施し、その規格の解説付表に示される機械的性質を満足する材料とする。

表 3.1-2 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材の化学成分

記号	化 学 成 分 (%)				
	C	Si	Mn	P	S
SM490A 相当	0.22 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下
SM520B 相当	0.22 以下注1)	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下

注 1) JIS G 3106 には、厚さ 100mm を超える場合の C 数値が記載されていないが、機械的性質を考慮して決定した。

表 3.1-3 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材の機械的性質

記号	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
SM490A 相当	315 以上	490 以上	23 以上
SM520B 相当	355 以上	520 以上	21 以上

表 3.1-4 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材のシャルピー吸収エネルギー

記号	試験温度	シャルピー吸収エネルギー	試験片
SM520B 相当	0 °C	27J 以上	Vノッチ試験片

注 1) 試験片形状： JIS Z 2202 (金属材料衝撃試験片) による。

注 2) 試験方法： JIS Z 2242 (金属材料衝撃方法) による。

ロ) 許容応力度

3.3 許容応力度

3.3.1 鋼材

(1) 鋼材の許容応力度

- 1) 鋼材の許容応力度は道示Ⅱ「3.2 鋼材の許容応力度」および道示Ⅱ「14.3 鋼管の許容応力度」によるものとする。
- 2) 柱基部およびアンカー部の鋼材の許容応力度は表 3.3.1-1 に示す値とする。ただし、荷重の組合せによる許容応力度の割増しは、表 2.14-1 によらなければならない。

表 3.3.1-1 柱基部およびアンカー部の鋼材の許容応力度 (N/mm²)

分類	鋼種	引張応力度 σ_s	せん断応力度 τ_s
鋼板	SS400	140	80
	SM490Y	210	120
	SM520	210	120
	SM570	255	145
直接定着方式のアンカーボルト	SM490A 相当	185	80
	SM520B 相当	210	80
アンカーフレーム方式のアンカーボルト	SS400	140	60
	S30CN	165	60
	S35CN	185	80
	S45CN	210	80

(2) レベル2地震動に対する耐震設計に用いる鋼材の照査応力度

アンカー部の耐震設計における柱基部およびアンカー部の鋼材の照査応力度は、表 3.3.1-2 に示す値とする。

表 3.3.1-2 柱基部およびアンカー部の鋼材の照査応力度(アンカー部の耐震設計) (N/mm²)

分類	鋼種	引張応力度 σ_y	せん断応力度 τ_y
鋼板	SS400	235	135
	SM490Y	355	205
	SM520	355	205
	SM570	450	260
直接定着方式のアンカーボルト	SM490A 相当	315	120
	SM520B 相当	355	120
アンカーフレーム方式のアンカーボルト	SS400	235	90
	S30CN	285	90
	S35CN	305	120
	S45CN	345	120

- (3) 現場溶接部の許容応力度については、道示Ⅱ「3.2.3 溶接部および接合用鋼材の許容応力度」にしたがい、工場溶接と同等の値とする。

3.3.2 コンクリート

橋脚アンカー部に使用するコンクリートの許容応力度は表 3.3.2-1 に示す値とする。ただし、荷重の組合せによる許容応力度の割増しは表 2.14-1 によらなければならない。

表 3.3.2-1 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

定着方式	応力度の種類	コンクリート設計基準強度			
		21	24	27	
直接定着方式	付着応力度 τ_a	2.6	2.8	3.0	
	コーン破壊応力度	σ_{con1}	0.48	0.52	0.55
		σ_{con2}	1.06	1.14	1.21
アンカーフォーム方式	押抜きせん断応力度	τ_{a2}	1.6	1.7	1.8
		τ_{a3}	0.85	0.90	0.95
	支圧応力度 (アンカーピッチ部) σ_{ba}	10.5	12.0	13.5	

σ_{con1} : コンクリートそのものの強度で決まるコーン破壊強度

σ_{con2} : 鉄筋補強をする場合のコーン破壊強度

τ_{a2} : 斜め引張鉄筋と協同して負担する場合の許容せん断応力度

τ_{a3} : 押抜きせん断の場合の許容せん断応力度

7.3 直接定着方式のアンカー部

7.3.1 アンカーボルト

- (1) アンカーボルトの材質、ボルト径の選定は、その作用応力度と同時に、橋脚としての剛度の確保を考慮して行うものとする。
- (2) アンカーボルトは、軸応力度、せん断応力度、および軸応力度とせん断応力度の合成応力度により設計するものとする。
- (3) アンカーボルト公称径D (=定着部の節底径) の上限は180mmとし、材質の上限はSM520B相当とする。
- (4) アンカーボルト間隔は2D以上を標準とする。
- (5) アンカーボルト径、スタッド径、スタッドピッチおよびスタッド長は、表7.3.1-1の仕様を標準とする。

表7.3.1-1 アンカーボルトの仕様 (mm)

公称径 D	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
ねじ部の呼び M	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
スタッド径	13	16	16	16	19	19	22	22	22	22	22
スタッドピッチ	70	90	80	75	95	90	110	105	100	95	90
スタッド長さ	100	120	120	120	130	130	150	150	150	150	150
平坦面	28	32	32	32	37	37	40	40	40	40	40

ハ) 照査応力度

7.2.2 照査応力度

- (1) 脚柱基部およびアンカー部の発生応力度が表7.2.2-1に示す許容応力度を満足するように設計する。ただし、荷重の組合せによる許容応力度の割増しは表2.14-1によらなければならない。

表7.2.2-1 脚柱基部およびアンカー部の照査に用いる許容応力度

項 目		許容応力度	
鋼 板	圧縮・引張	σ_a	
	せん断	τ_a	
アンカーボルト	圧縮・引張	σ_a	
	せん断	τ_a	
コンクリート	直接定着方式アンカーボルトの付着		τ_a
	コーン破壊	鉄筋補強なし	σ_{coa1}
		鉄筋補強あり	σ_{coa2}
	支 圧		$0.5\sigma_{ck}$
	せん断	押抜き ^{*)}	τ_{a3}
斜め引張鉄筋と協同して負担		τ_{a2}	

*) τ_{a3} は、荷重の組合せによる許容応力度の割増しを行ってはならない。

- (2) アンカー部の耐震設計では、脚柱基部およびアンカー部の発生応力度が表7.2.2-2に示す照査応力度を満足するように設計する。

表7.2.2-2 脚柱基部およびアンカー部の照査に用いる照査応力度
(アンカー部の耐震設計)

項 目		照査応力度	
鋼 板	圧縮・引張	σ_y	
	せん断	τ_y	
アンカーボルト	圧縮・引張	σ_y	
	せん断	τ_y	
コンクリート	圧 縮		$0.85\sigma_{ck}$
	直接定着方式アンカーボルトの付着		$2.0\tau_a$
	コーン破壊	鉄筋補強なし	$1.5\sigma_{coa1}$
		鉄筋補強あり	$1.5\sigma_{coa2}$
	せん断	押抜き	$1.5\tau_{a3}$
斜め引張鉄筋と協同して負担		$1.5\tau_{a2}$	

2.14 荷重の組合せおよび許容応力度の割増し

(1) 荷重の組合せ

鋼製橋脚の設計は、2.1(1)に示す荷重の種類に対して表 2.14-1 の組合せを考慮し、その許容応力度は 3.3 に規定する許容応力度に表 2.14-1 に示す割増し係数を乗じた値とする。

表 2.14-1 荷重の組合せおよび許容応力度の割増し係数

荷重の組み合わせ		割増し係数
1)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP)	1.00
2)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T)	1.15
3)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 風荷重(W)	1.25
4)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T) + 風荷重(W)	1.35
5)	主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 衝突荷重(CO)	1.70
6)	活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ)	1.50
7)	施工時荷重(ER)の組合せ	完成後の応力度がいちじるしく低くなる場合
		完成後の応力度が許容応力度と同程度となる場合

(2) レベル2地震動に対する耐震設計に用いる荷重の組合せ

レベル2地震動に対する鋼製橋脚の設計は、2.1(2)に示す荷重の種類に対して表 2.14-2 の組合せを考慮するものとする。

表 2.14-2 レベル2地震動に対する耐震設計に用いる荷重の組合せ

荷重の組合せ
活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ)

道示IV「4.1 一般」および道示V「3.1 耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せ」に準じた。

② 準拠基準の適用性

前述の論文で確認（実験値）されている引抜き力と、鋼製防護壁の設計（試算）で得られているアンカーボルトに発生する引張力を比較した結果、設計値が実験値内に収まっているため、基準の適用範囲内と考えられる。実験における引抜き力と設計引張力の比較

表を第 1-6 表に示す。

また、試算によるアンカーボルトの設計荷重は、実験で線形挙動を示す範囲内であることが確認された。荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係を第 1-33 図及び第 1-34 図に示す。

第 1-6 表 実験における引抜き力と設計引張力の比較

種別	アンカーボルト 仕様	荷重 (kN)	備考
実験値	D180 (SM520B 相当)	7,990	論文 6)
実験値	D140 (SM490A 相当) D160 (SM490A 相当)	4,410 5,880	論文 4)
設計値 (試算)	D180 (SM520B 相当)	北基礎 5,786 南基礎 7,258	余震+TP+24m 津波時

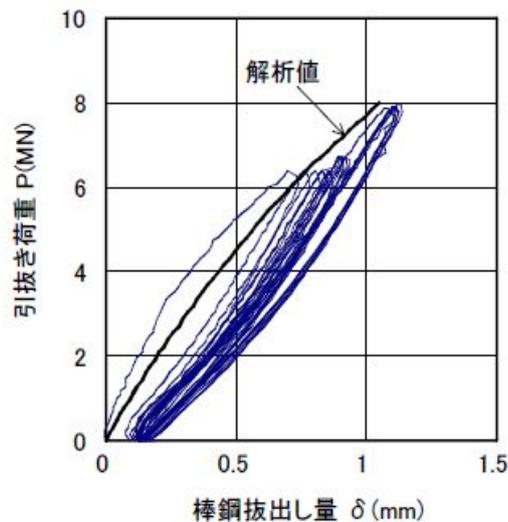


図-8 荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係
(D180 現場引抜き試験)

第 1-33 図 荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係 (論文 6))

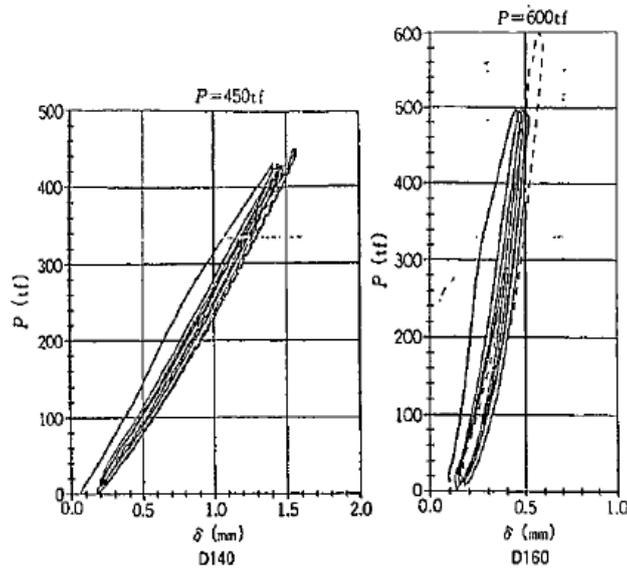


図-11 荷重とアンカーボルトの相対ずれ変位の関係

第 1-34 図 荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係 (論文 4))

③ 接合部の設計

接合部のアンカーボルトは、2 軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面として設計する。アンカーボルトの設計荷重は、上部工の三次元動的フレーム解析及び上部工・下部工一体モデルによる三次元静的フレーム解析の断面力から算出される、アンカーボルト 1 本当りの引抜き力と押込力とする。

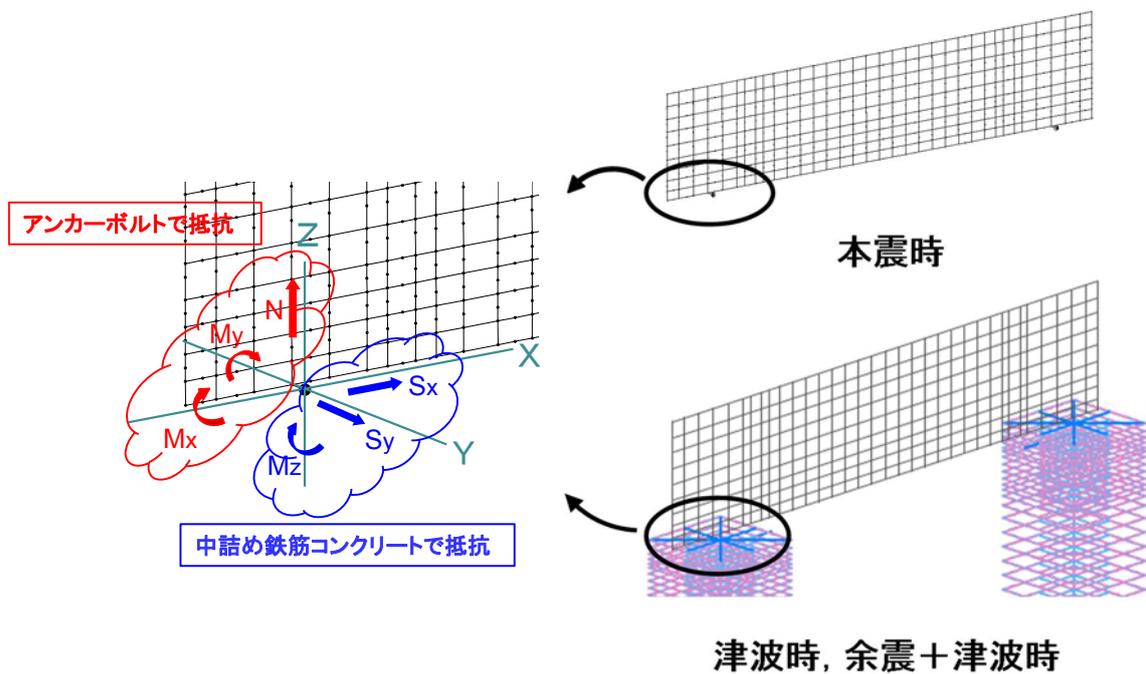
津波時及び余震+津波時の設計断面力は、軸力の最大・最小ならびに面内・面外の各曲げモーメントが最大となる荷重組合せを抽出後、最大の引張応力が生じる荷重組合せを用いる。

本震時の設計断面力は、水平 2 方向及び鉛直方向地震力に対する組合せ係数法を適用して設定する。

鋼製防護壁の基部 (アンカー部) は、鉛直軸力と面内・面外曲げモーメントに対して抵抗するものとし、せん断力と水平回転モーメ

ントについては、基礎と一体の中詰鉄筋めコンクリートにて負担する。接合部の荷重分担を第 1-35 図に示す。

上記により設計した接合部に対して、三次元材料非線形解析等により部材の荷重分担状況や変位・応力といった応答性状を抽出し、おおむね弾性範囲内にとどまっていることを確認する。



第 1-35 図 接合部の荷重分担

アンカーボルトの引張応力、付着応力、コーンせん断破壊が許容限界値以下であることを確認する。

保守性を考慮した設計として、アンカーボルト設計定着長及び埋込長はアンカーボルト全強に対して算出する。

$$(\text{全強} = \text{許容応力度} \times \text{母材の断面積})$$

④ 定着部コーン破壊に対する照査

設計荷重は、上部工のフレーム解析及び上部工・下部工一体モデ

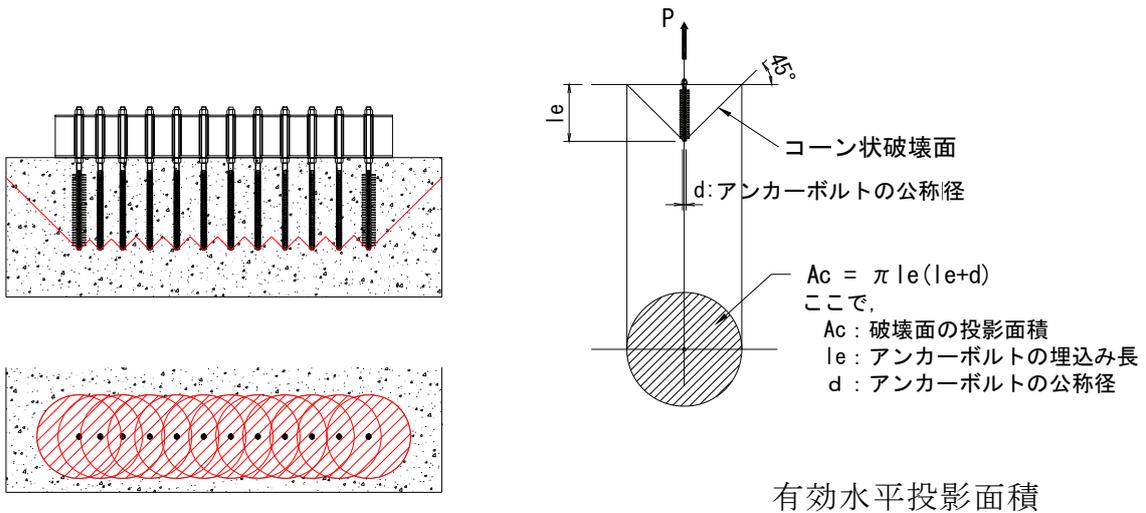
ルによる三次元静的フレーム解析の断面力から算出される, アンカーボルト 1 本当りの引抜き力と押込力とする。

定着部のコーン破壊の照査を行い, 補強鉄筋が必要な場合には適切な鉄筋量を算出する。

コーン破壊は引抜き力に対して発生するため, 照査はアンカーボルトの引抜き力及び全強の 75% の大きい方の断面力を用いて実施する。

コーン破壊面の有効水平投影面積は, アンカーボルト同士の近接を考慮する。(第 1-36 図参照)

定着部鉄筋コンクリートのコーン破壊が許容限界値以下であることを確認する。



第 1-36 図 アンカーボルトが近接する場合の有効水平投影面積

8) 止水ジョイント部の設計方針

① 概要

鋼製防護壁と鉄筋コンクリートの境界には、止水ジョイントを設置する。

止水ジョイントは、地震時やその後の津波や余震によって生じる構造物間の相対変位に対して止水性を確保するため伸縮性を有するものとする。

なお、堤外側の止水ジョイント部には、漂流物の衝突対策として、止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

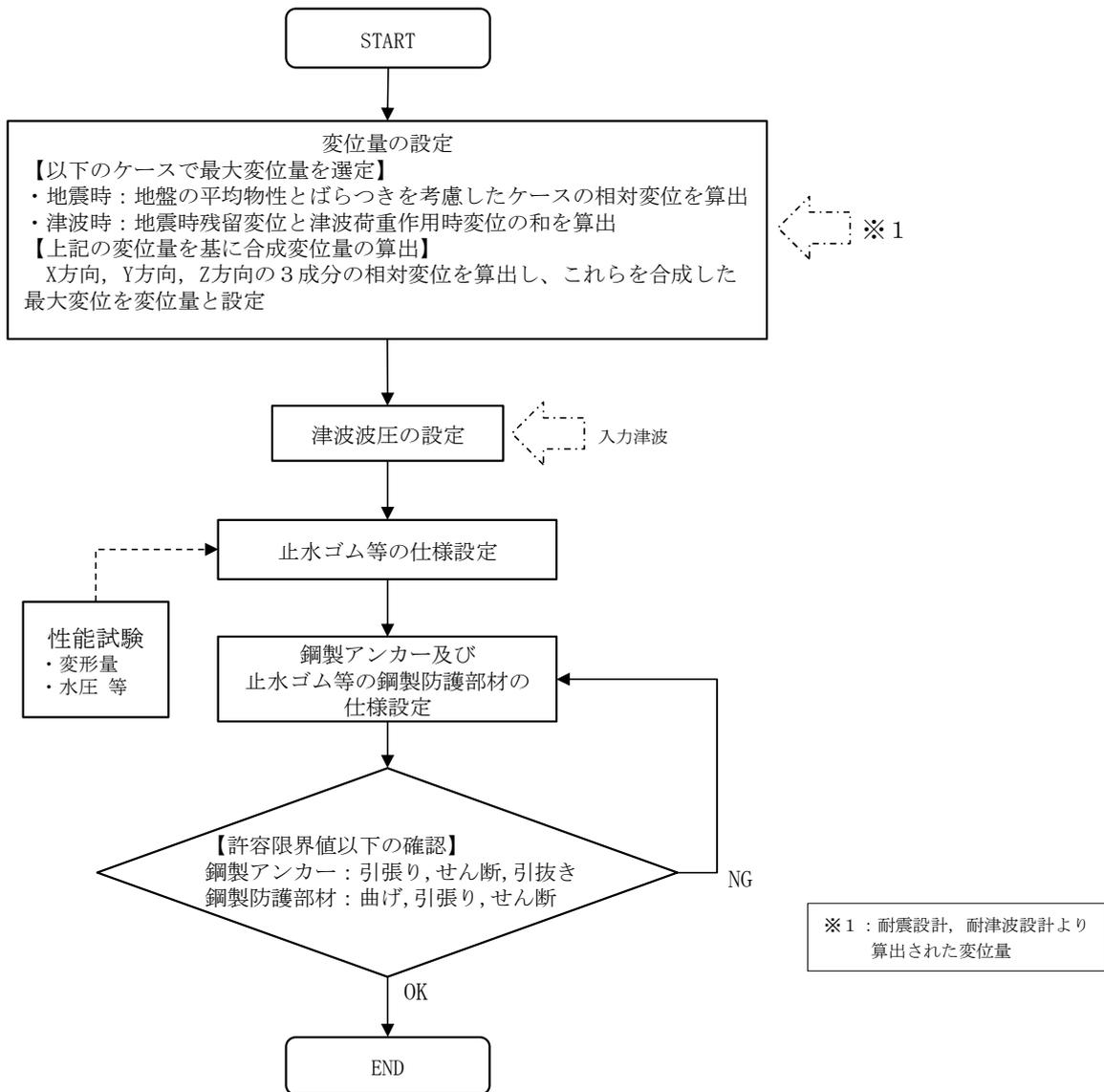
② 評価方針

止水ジョイント部の構造健全性評価については、基準地震動 S_s を用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた三次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力津波を用い津波波圧式より算出した津波波圧に対し、止水ゴム等の止水性が維持できることを確認し、止水ゴム等の仕様を設定する。

止水ジョイント部の設計フローを第 1-37 図に示す。

止水ゴム等の仕様は、津波波圧に耐え、構造物間の相対変位に追従して止水機能を維持できる材料を設定し、性能試験（漏水試験・変形試験 ※試験については「鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性について」を参照）によってこれらを確認する。

なお、止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力が許容限界値以下であることを確認するとともに、漂流物衝突対策として止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し、この部材に発生する応力が許容限界値以下であることを確認する。



第 1-37 図 止水ジョイント部の設計フロー

9) 止水ジョイント部（底面止水機構）

止水機構は、上部工の鋼製防護壁の底面と既設取水路の応答変位の違いにより相対変位が生じるため、止水性維持のために止水機構を設置する。

止水機構は1次止水機構と2次止水機構に大別される。

1次止水機構は止水板に水密ゴムを設置することで浸水を防ぐ構造であり、水密ゴムはダム、水門等において実績のあるものを採用している。2次止水機構は止水膜又はシートジョイントにより浸水を防ぐ構造としており、止水膜は港湾施設、空港、工場施設などの津波、洪水設備、また、シートジョイントは東海第二発電所の防潮堤に採用予定であるとともに、他プラントにおいても採用実績があるものである。

止水機構の選定に当たっては、鋼製防護壁と取水路の相対変位による変形量等を考慮するとともに、共通要因故障による同時機能喪失を考慮して多様性を図る設計としている。

(a) 設計条件

設計条件は以下のとおり。

- ・ 津波荷重：基準津波
- ・ 地震荷重：基準地震動 S_s
- ・ 止水機構の許容可動範囲：海側700mm，陸側500mm，上下±60mm
- ・ 適用規格：

道路橋示方書・同解説Ⅱ鉄鋼編（日本道路協会）（平成24年）

水門鉄管技術基準（電力土木技術協会）（平成28年）

ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）（平成28年）

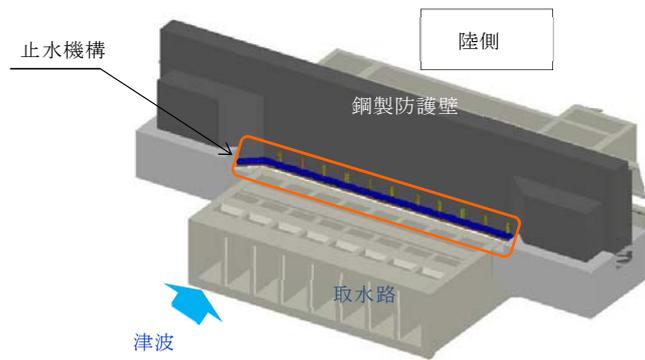
(b) 構造

鋼製防護壁と既設取水路間の止水構造は、津波による荷重、鋼製防護壁と取水路の相対変位に対する追従性を確保することから、止水板が可動できるように止水板を押えて支持する構造とし、止水板の底面と側面に設置した水密ゴムにて水密性を確保する構造とする。水密ゴムは、摩擦抵抗を低減し追従性を向上させるため、表面ライニング（樹脂）を施工する方針とする。

また、止水板には漂流物による影響も考慮し、止水板押え及び保護プレートを設置する設計とする。

なお、止水板からの微少な漏えいも考慮し、敷地内に浸水させないよう陸側に止水膜又はシートジョイントからなる2次止水機構を設置する構造とする（【2次止水機構】参照）。

第1-38図に止水機構の設置位置、第1-39図に止水機構の構造図、第1-7表に止水機構に係る各部位の役割・機能を示す。



第 1-38 図 止水機構の設置位置

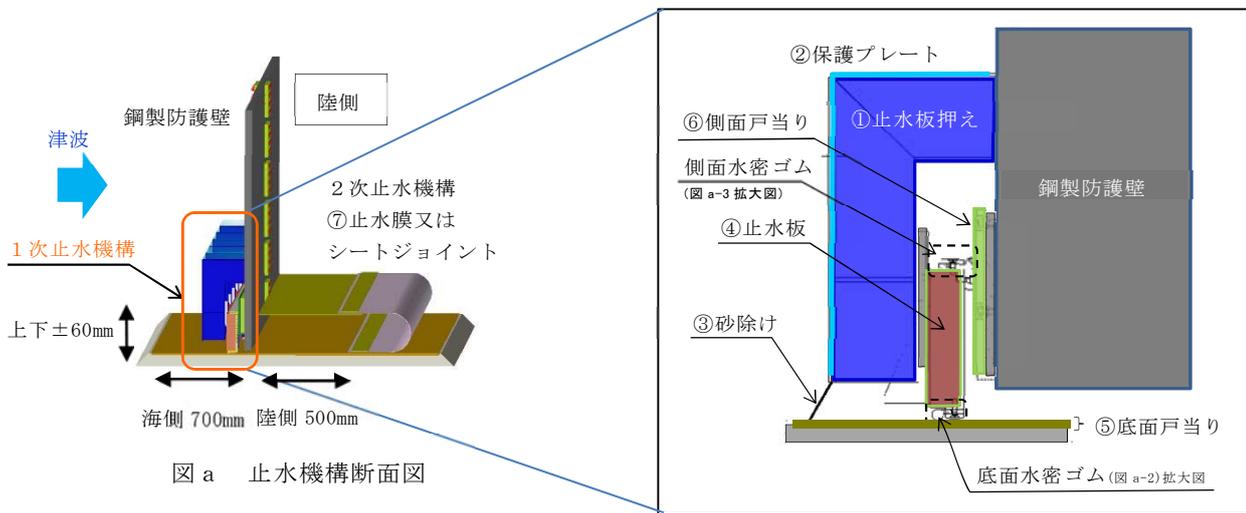


図 a 止水機構断面図

図 a-1 1次止水機構拡大図

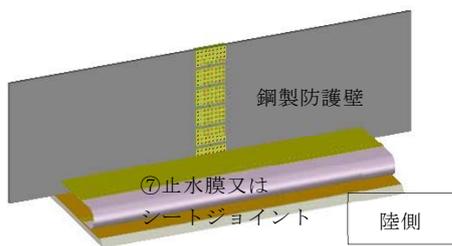


図 b 2次止水機構の構造

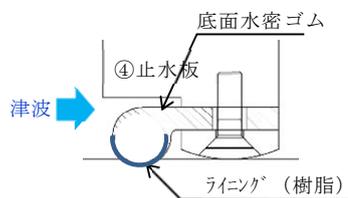


図 a-2 底面水密ゴム拡大図

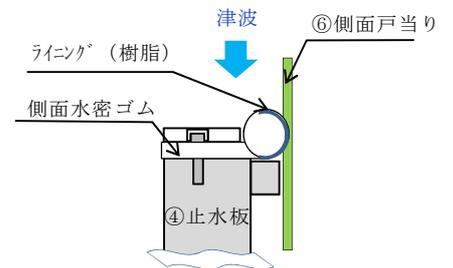


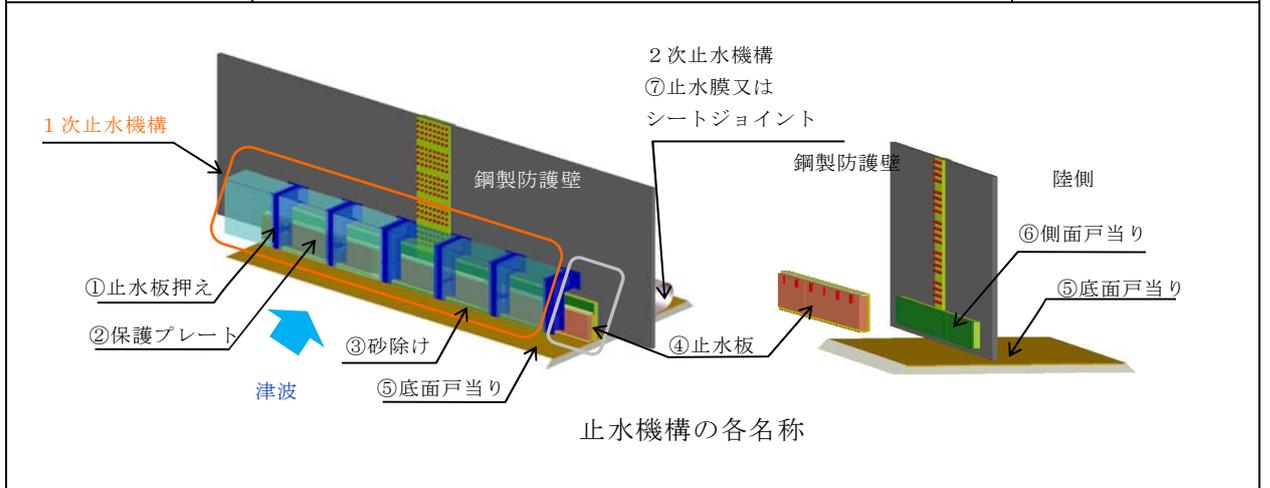
図 a-3 側面水密ゴム拡大図

第1-39図 止水機構の構造図

第1-7表 1次止水機構に係る各部位の役割・機能

各部位の役割・機能については以下のとおり。名称は下図に示す。

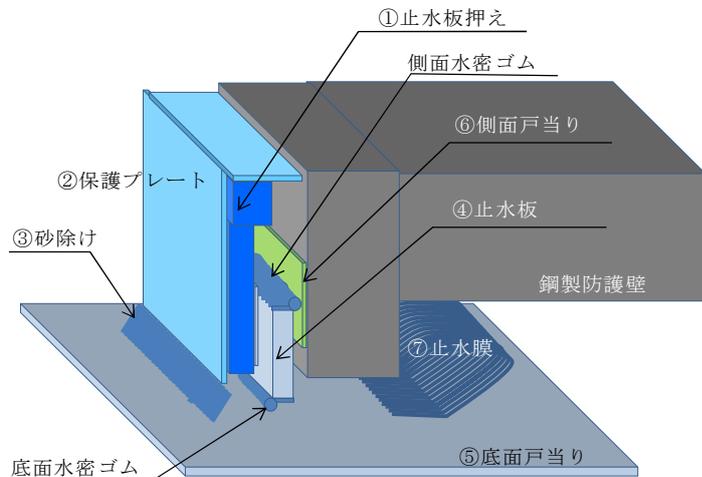
名称	役割・機能	材 料
① 止水板押え	<ul style="list-style-type: none"> 止水板を支持する。 漂流物等から止水板を防護する。 	鋼製
② 保護プレート	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物等から止水板を防護する。 止水板への異物混入を防止する。 	鋼製
③ 砂除け	<ul style="list-style-type: none"> 底面戸当り面への砂等の異物混入を防止する。 	ナイロン
④ 止水板	<ul style="list-style-type: none"> 止水機構の扉体の機能。 底面及び側面の戸当りに面する部位に水密ゴムを設置し浸水を防止する。 1枚あたりの主要仕様 寸法：横2000mm×幅100mm×高さ400mm 重量：約620kg 	ステンレス (表面仕上げNo. 1) [※] + 水密ゴム (P形ゴム)
⑤ 底面戸当り	<ul style="list-style-type: none"> 止水板の底面水密ゴムとのシール性を確保する。(真直度, 平面度の管理) 床部より100mm嵩上げし異物混入を防止する。 	ステンレス (表面仕上げNo. 1) [※]
⑥ 側面戸当り	<ul style="list-style-type: none"> 止水板の側面水密ゴムとのシール性を確保する。(真直度, 平面度の管理) 	ステンレス (表面仕上げNo. 1) [※]
⑦ 止水膜, シートジョイント (2次止水機構)	<ul style="list-style-type: none"> 水密ゴムからの微少な漏えいを保持する。 陸側からの異物混入を防止する。 	膜材又は シートジョイント



※：JIS G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯 表面仕上げ より

(c) 1次止水機構の動作について

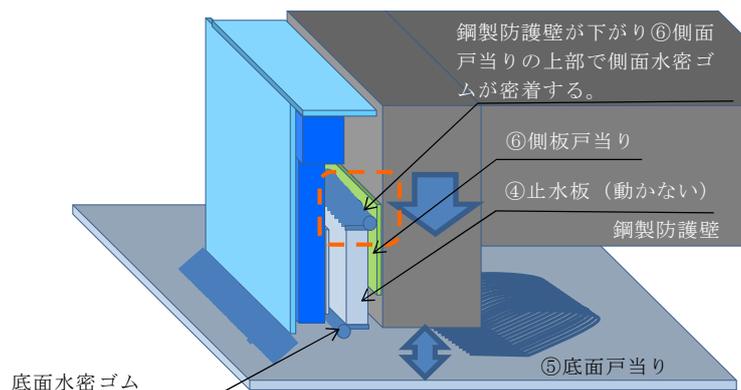
1次止水機構の鉛直方向の動作を第1-40図に示す。



<通常状態>

<通常状態>

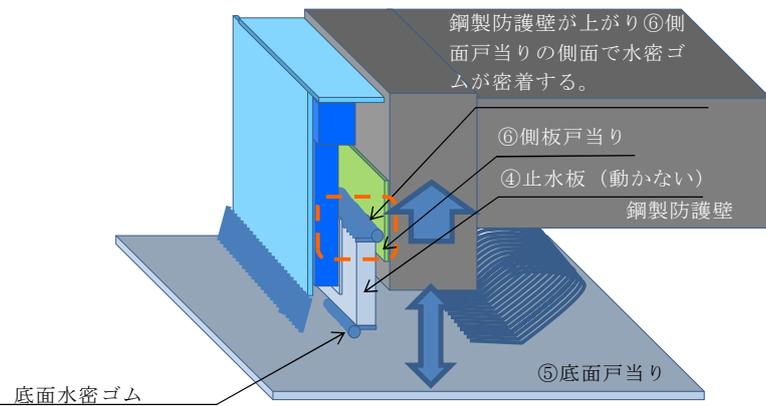
- ・④止水板は、①止水板押えと鋼製防護壁の間に設置しており、変位に追従するため、固定はしていない。
- ・側面水密ゴムは、鋼製防護壁の⑥側面戸当りに接触し水密ゴムへの面圧を得ている。
- ・底面水密ゴムは、基準津波に対して⑤底面戸当りと接触し水密ゴムへの面圧を得ている。



<地震時（鋼製防護壁が下がる状態）>

<地震時（鋼製防護壁が下がる状態）>

- ・鋼製防護壁が下がる場合は、④止水板は、鋼製防護壁に固定されていないため、現状位置を保持する。
- ・側面水密ゴムは、⑥側面戸当りの上部で密着する。
- ・底面水密ゴムは、現状位置と変わらない。



<地震時（鋼製防護壁が上がる状態）>

<地震時（鋼製防護壁が上がる状態）>

- ・鋼製防護壁が上がる場合は、④止水板は、鋼製防護壁に固定されていないため、現状位置を保持する。
- ・側面水密ゴムは、⑥側面戸当りの下部で密着する。
- ・底面水密ゴムは、現状位置と変わらない。

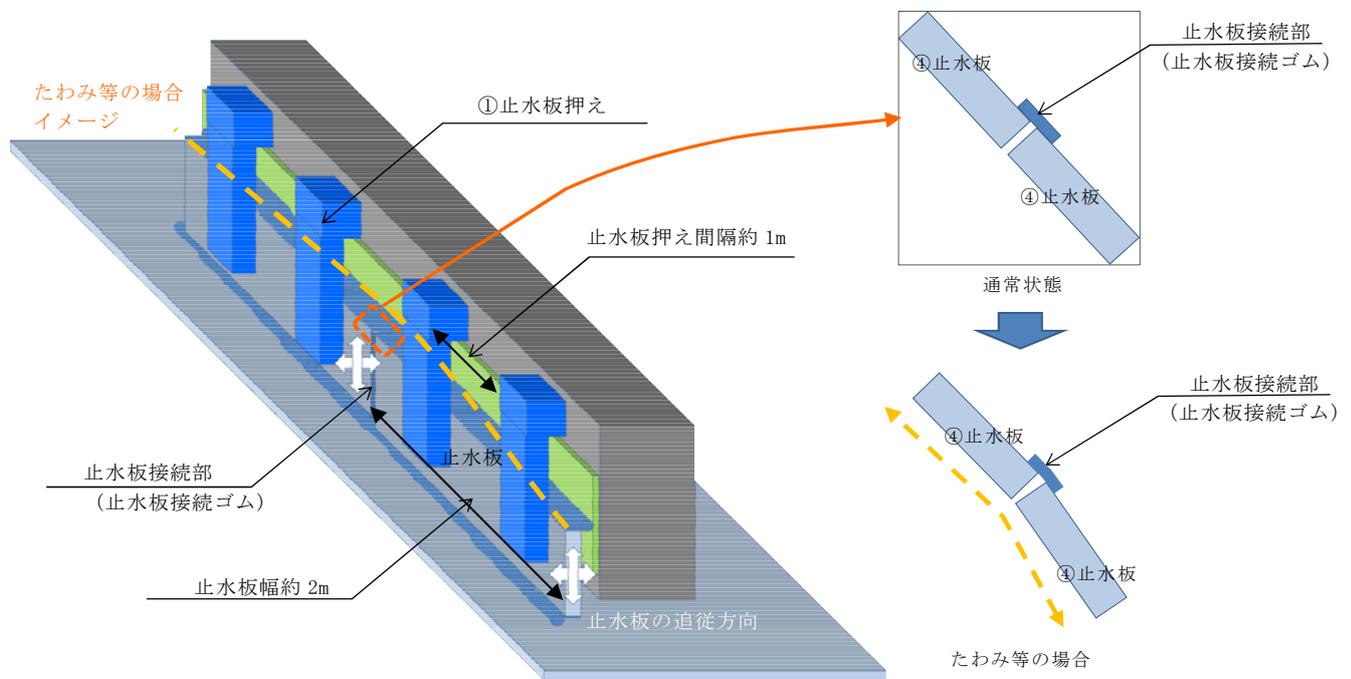
第 1-40 図 1次止水機構の鉛直方向の動作について

(d) 止水板の追従性について

止水板は、鋼製防護壁の振動モードにより追従する必要があるため以下の構造になっている。

止水板は、幅が約 2m の鋼材を接続して鋼製防護壁の下部に設置される。止水板は、止水板押えにより約 1m 間隔で 2 箇所支持される。また、止水板同士を接続する接続ゴムは、水密ゴム（平形）を採用し側面、底面の水密ゴム（P 形）と同じ材質のものを採用し水密性を確保している。なお、接続ゴムと底面・側面水密ゴムとの接続方法は、加硫等により接続し水密性を確保する構造である。

止水板接続ゴムは伸縮性に優れているため、鋼製防護壁の振動モードに対し水平、鉛直方向に追従することができる。鋼製防護壁全長にすると水平方向に±約2m、鉛直方向に約0.6mの変位に追従することができる。第1-41図に鋼製防護壁の止水板の追従イメージを示す。

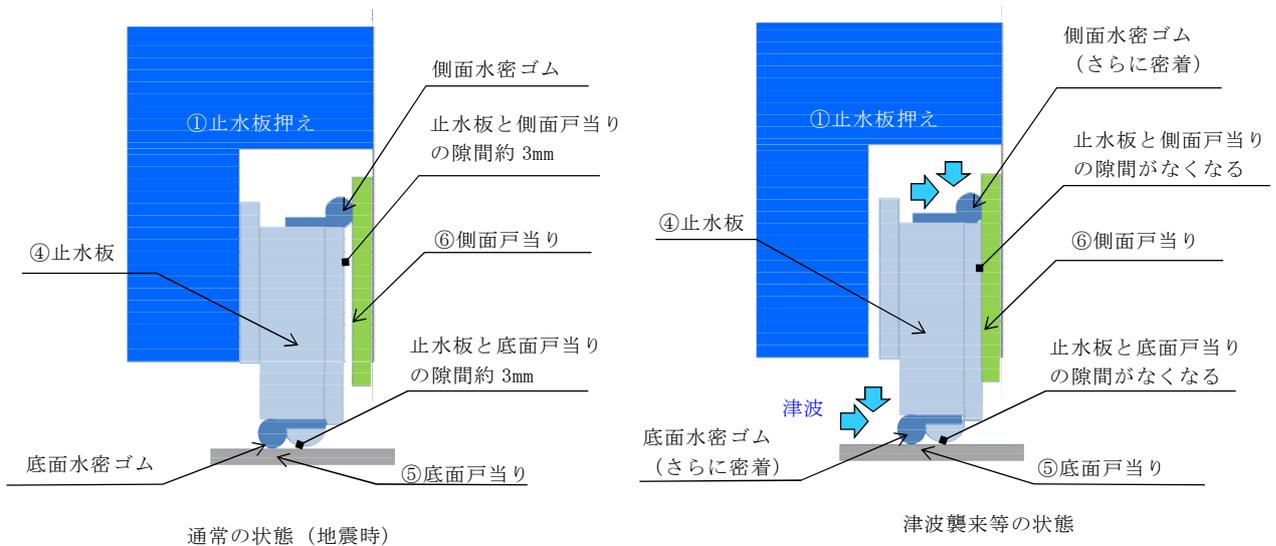


第 1-41 図 鋼製防護壁の止水板の追従イメージ

(e) 止水板の支持方法について

止水板は通常の状態において、側面戸当り及び底面戸当りとの隙間が約3mmで調整され、水密ゴムのみで密着するよう止水板の位置は調整されている。このため、通常の状態（地震時含む）には、止水板は水圧により拘束されていないため、水密ゴムの摩擦抵抗だけで追従しやすい状態にある。

津波の襲来等の場合は、止水板に水圧がかかると、通常の状態に調整されている約3mmの隙間がなくなり、止水板は側面戸当り側に押し付けられ、水密ゴムの密着性がさらに高まる構造である。第1-42図に止水板の支持方法を示す。



第1-42図 止水板の支持方法

(f) 止水板の挙動解析について

止水板の構造は、一般的に実績のあるものを採用しており、設計上の追従性を確認している。しかしながら、止水機構の止水板のように地震時の挙動を考慮した同等の採用実績がないことから、止水機構の止水板の挙動について二次元動的解析を実施し、データを拡充させ信頼性を更に高める。第1-43図に解析モデル図を示す。本件の解析結果は、詳細設計段階で説明する。

<評価条件>

- ・ 解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）
- ・ 地震動：基準地震動 S_s
- ・ 解析ケース：3ケース 地震時，津波時，津波時＋余震
- ・ 水密ゴム摩擦係数：

常時 : 0.2 (ダム・堰施設技術基準 (案)) (国土交通省)

劣化時の挙動把握 : 0.2~1.2

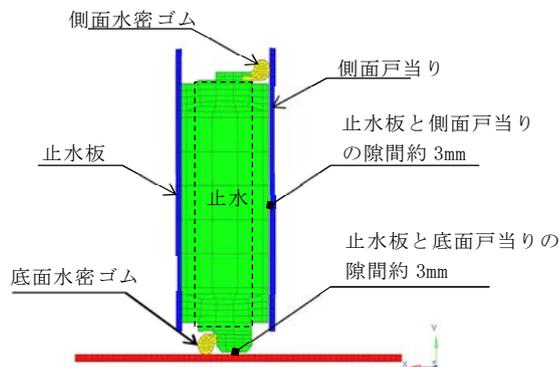
- ・ 金属間摩擦係数

止水板 (接触面アルミニウム) と戸当り (ステンレス) : 0.4

- ・ 評価対象部位：底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板，止水板押え，側面戸当り

- ・ 許容応力：引張り強度，変形量 (伸び) [水密ゴム]

弾性設計範囲内 [止水板，その他の部材]



第1-43図 解析モデル図

<二次元動的解析における摩擦係数の設定の考え方について>

以下に二次元動的解析に用いる摩擦係数の考え方について示す。

a. 摩擦係数の整理

①水密ゴムの物性値

- ・ 静摩擦係数は最大0.2（乾式）、動摩擦係数は最大0.22（乾式）

②摩耗試験の結果

（n）項の結果より水密ゴムに約20年間の移動量を与えても、水密ゴムのライニングの摩耗量は初期厚さ0.5mmに対して0.36mmであり、ライニングは0.14mm残存している結果であった。このため、供用後においても摩擦係数は物性値上の0.2を維持できると判断できる。

③ダム・堰施設技術基準（案）

水密ゴム（ライニングあり）とステンレスの摩擦係数は、0.2（乾式）、0.1（湿式）と記載がある。なお、水密ゴム（ライニングなし）の場合は、1.2（乾式）、0.7（湿式）である。

④金属間の摩擦係数

止水板（接触面：アルミニウム）と底面戸当り（ステンレス）は金属間の摩擦であるため摩擦係数は0.4としている。

止水板の摩擦係数は、金属間の摩擦係数が0.4、水密ゴムが0.2（未使用品）であることから、重量物（約620kg）である止水板の摩擦係数が地震時の挙動において支配的になる。

b. 二次元動的解析における摩擦係数の設定

①通常状態

二次元動的解析時における摩擦係数は、約20年相当の移動量に対してもライニングが維持できること、また、ライニングの維持管理を十分に実施することから0.2を採用する。

②劣化時の挙動の把握

水密ゴムのライニングについては、通常の維持管理及び摩耗試験の結果から急激に損傷等がないことを確認しているが、不測の事態を考慮しライニングの一部が喪失した状態を想定した解析を行う。

そのため、解析に用いる摩擦係数は、通常の0.2から1.2（ライニングなし）までの間とし、水密ゴムが損傷する摩擦係数のしきい値の把握と劣化状態のしきい値を超えた場合の挙動の把握を行い止水機構の挙動を把握する。

c. 水密ゴムの維持管理方針

止水機構の水密ゴムの維持管理として、外観点検（摩耗の有無等）及び定期的な硬度測定を実施し、水密ゴムの摩耗や劣化の兆候について傾向を管理する。

(g) 水密ゴムの選定について

止水機構に使用している水密ゴム（P形）は、一般的にダム・水門等に採用実績があるものを採用している。水密ゴムは、低水圧～高水圧の領域に対して適しており、鋼製防護壁の止水機構に適応している。水密ゴムは第1-8表に示すダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）を適用する。

第1-8表 ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）抜粋

表3.3.4-1 水密ゴムの硬さ等

項目	諸数値
引張り強さ	14.7N/mm ² 以上
硬（シヨア）さ	40°～80°
吸水率(重量比)	5%以下
破断時の伸び	300%以上
比重	1.1～1.6

表3.3.4-3 水密ゴムの形状と特性

ゴム形状	P形	L, Y形	ケーソン形	平形
使用箇所	側部および上部	側部	四方	底部
適用水深	低圧～高圧	低圧	高圧	低圧～高圧
硬（シヨア）さ	50°～70°	50°～60°	50°～70°	50°～60°

止水板に取り付ける水密ゴムについては、「(b) 構造」に示すとおり、ライニング（超高分子量ポリエチレン）を施すことにより摩擦係数の低減を図っている。1-9表に水密ゴムの物性値、第1-10表に超高分子量ポリエチレンの物性値を示す。

第1-9表 水密ゴム（クロロプレン系合成ゴム）の物性値

	試験項目	物性値	規格値	試験条件 試験方法	備考
通常	硬さ（DURO-A型）	55	55±5	JIS K6253	
	引張り強さ（MPa）	16.3	14.7以上	JIS K6251	
	伸び（%）	500	300以上		
劣化加速	硬さ（DURO-A型）	+1	+10以内	JIS K6257	70℃×70hr
	引張り強さ変化率（%）	+2	-15以内		
	伸び変化率（%）	-4	-25以内	JIS K6258	70℃×70hr

第1-10表 超高分子量ポリエチレンの物性値

項目	物性値
引張り強さ（MPa）	44
伸び（%）	450
高度（Rスケール）	40
摩擦係数 （相手：ステンレス）	<ul style="list-style-type: none"> ・ 静摩擦係数：0.10～0.20*（乾式） ・ 動摩擦係数：0.07～0.22*（乾式） 0.05～0.10（湿式）

※：動摩擦係数＞静摩擦係数の状況について

一般的に摩擦係数は、動摩擦係数＜静摩擦係数の関係であるが、高分子材料のように、静摩擦係数と動摩擦係数の値に大きな差が生じやすい場合に「スティック・スリップ（付着すべり）」と言われる現象が生じやすいことから、動摩擦係数が静摩擦係数より僅かに上回ったものと推定される。

(h) 漏水試験

設計圧力における漏水試験のため、止水機構の水密ゴム（P形）について、試験装置を製作し、漏水試験により設計圧力に耐えることを確認した。試験装置は、実機仕様（構造、寸法及び重量）と同じ止水板を使用できるように製作し、底面水密ゴムも実機と同仕様のを止水板の底部に取り付けて製作を実施した。試験装置への止水板の据付は、実機の据付状態を模擬するために、止水板の自重により設置する構造とした。また、水密ゴムは、未使用のものに加え、劣化状況を想定して、摩耗や砂の噛み込による状態での試験を実施した。なお、底面水密ゴムの止水性能の確認が目的であるため、試験装置側面からの漏水の影響を受けないために、漏えい検出範囲を中央部の1mの範囲とした。

漏水試験による許容漏水量は「ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）」より求めた。

第1-11表に試験条件の一覧、第1-12表に試験装置の主要仕様、第1-44図に試験装置概要を示す。

第1-11表 試験条件一覧表

項目	条件	備考
水密ゴム	試験体 1	未使用品（新品：水密ゴム単体の水密性能の確認）
	試験体 2	未使用品（新品：水密ゴム単体の水密性能の確認）
	試験体 3	劣化状態を仮定（劣化モードとして、S _s 相当の加振による摩耗及び底面戸当りと水密間に砂をかみこませた状態での水密性能の確認）
試験圧力	0.20MPa以上	保守的に、防潮堤天端高さ（T.P.+20m）から設置地盤標高（T.P.+3m）を差し引かない値（試験体 1 及び試験体 2 に対して実施）
	0.17MPa以上	防潮堤天端高さ（T.P.+20m）から設置地盤標高（T.P.+3m）を差し引いた値（試験体 3 に対して実施）
	0.66MPa以上	第43条の敷地に遡上する津波高さ（T.P.+24m）時の設計条件（約0.3MPa）の2倍の値（試験体 3 に対して実施）
試験時間	10分保持	「ダム・堰施設技術基準（案）」より
許容漏えい量*	2.0ℓ/10分	試験圧力0.20MPaに対する許容漏えい量
	1.7ℓ/10分	試験圧力0.17MPaに対する許容漏えい量
	6.7ℓ/10分	試験圧力0.66MPaに対する許容漏えい量

* 「ダム・堰施設技術基準（案）」で規定する保持時間及び許容漏えい量算定式に基づく1m当りの許容漏水量

・許容漏水量： $W = 10.2 L \times P$

W：漏水量（ml/min）

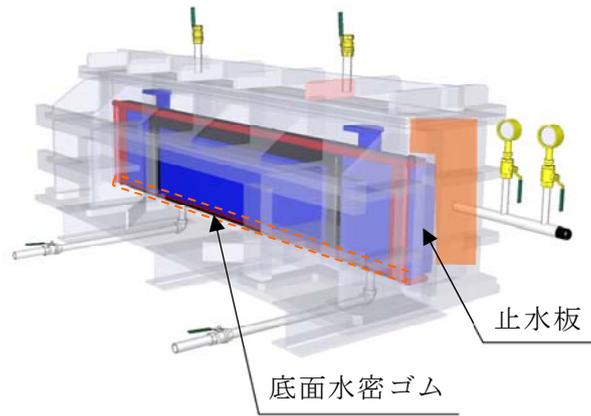
P：設計圧力

L：長辺の長さ（cm）

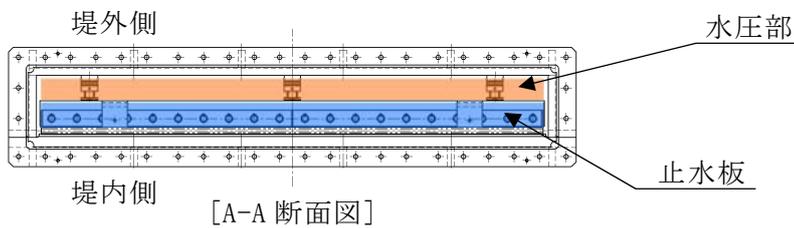
（試験装置の漏えい検出範囲長さ100cm）

第 1-12 表 試験装置主要仕様

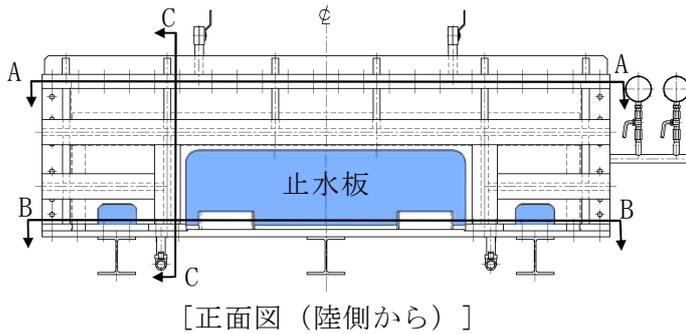
項目		仕様
試験装置	寸法	長さ約 2.3m×高さ約 0.7m×幅約 0.5m
	材質	鋼製
	設計圧力	0.7MPa
止水板	寸法	長さ約 2m×幅 0.1m×高さ 0.4m（実機スケール 1/1）
	材質	ステンレス鋼
	重量	約 620kg（実機と同じ）



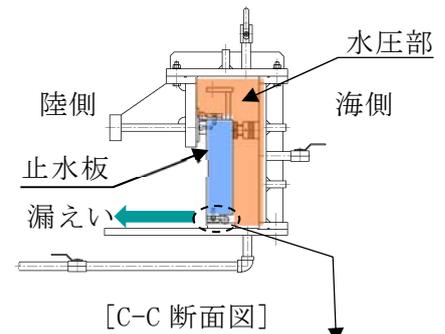
[試験装置の全体図]



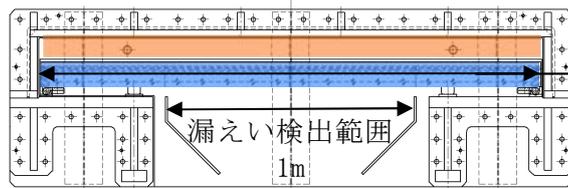
[A-A 断面図]



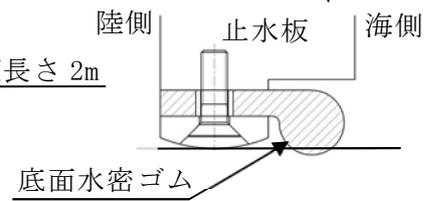
[正面図 (陸側から)]



[C-C 断面図]



[B-B 断面図]



[底面水密ゴム取付部拡大図]



[試験装置全景]

[止水板概要]

第 1-44 図 試験装置概要図
5 条 添付 2 1-70

<試験結果>

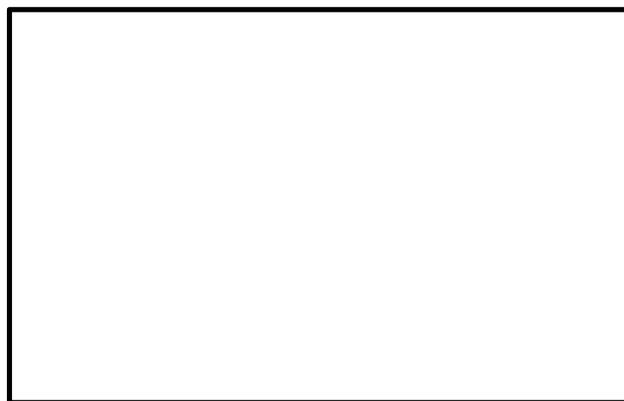
止水板の底面に設置した水密ゴムからの漏えい量を測定した。第1-13表に示した漏水試験結果のとおり、いずれの試験結果においても、ダム・堰施設技術基準（案）で規定する許容漏えい量算定式から求まる許容漏えい量を下回っており、水密ゴムの止水性能に影響のないことを確認した。

また、劣化状態を仮定した漏水試験の結果について、許容漏えい量の関係を高圧時と低圧時を比べて整理した。

高圧時の漏えい量は、低圧の時の漏えい量と同様に、少ない領域（1ℓ/10分以下）であることから、低圧、高圧に係らず水密ゴムの性能が維持できていることが確認された。

低圧時の漏えい量は、未使用品（新品）の場合には、許容漏えい量に対し、十分に低い値であったが、劣化状態を仮定した漏えい量には、わずかに漏えい量に幅があるが、許容漏えい量（未使用品の場合）に対しては、十分に少ない値であり、水密ゴムの性能に影響のない範囲であった。

第1-45図に試験時の状況、第1-46図に試験圧力と漏えい量(高圧)、第1-47図に試験圧力と漏えい量（低圧）を示す。



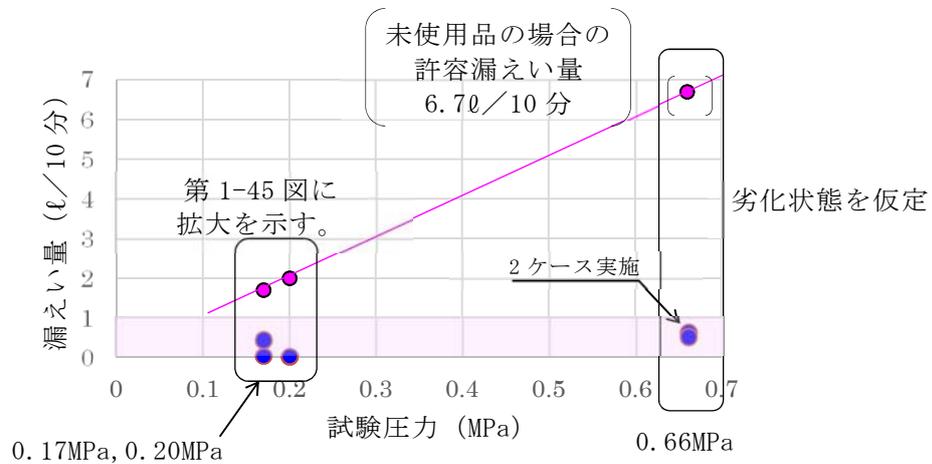
第1-45図 試験時の状況（10分保持後）

第1-13表 漏水試験結果

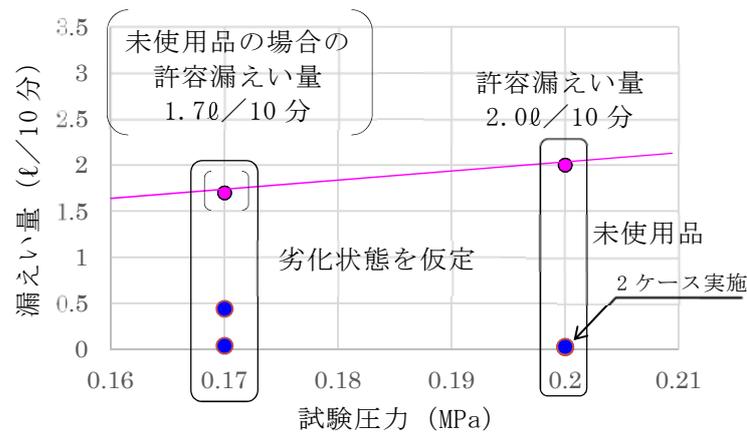
	区分	試験圧力 (MPa)	時間 (分)	漏えい量 ^{※1} (ℓ/10分)	許容漏えい量 (ℓ/10分)	判定
試験体 1	未使用品	0.20	10	0.020	2.0	○
試験体 2		0.20	10	0.029	2.0	○
試験体 3	劣化状態を仮定	0.17	10	0.039	1.7 ^{※2}	○
		0.66	10	0.625	6.7 ^{※2}	○
		0.17	10	0.440	1.7 ^{※2}	○
		0.66	10	0.525	6.7 ^{※2}	○

※1 : 漏えい量は 1 m あたり 10 分間漏えい量。

※2 : 未使用品 (新品) の場合の許容漏えい量



第 1-46 図 試験圧力と漏えい量 (高压)



第 1-47 図 試験圧力と漏えい量 (低压)

【参考 : 想定外の損傷ケース】

◆ケース①：止水板の水密ゴム全体(100m)が破損した場合

止水構造として、保護プレートや砂除けにて異物の混入を防ぐ設計をしている。ここでは、③砂除けの損傷を考慮し、砂、礫、小型植生等が到達し、底面水密ゴムが損傷した場合を想定した評価を行う。止水板1枚あたり(2m幅)の漏水量及び止水板全体(底面・側面水密ゴム(各50m)合計100m)の水密ゴムが損傷した場合の漏水量及び浸水量評価を行う。第1-48図に底面水密ゴムの損傷想定位置と時刻歴波形(取水口前面)を示す。

<計算式>

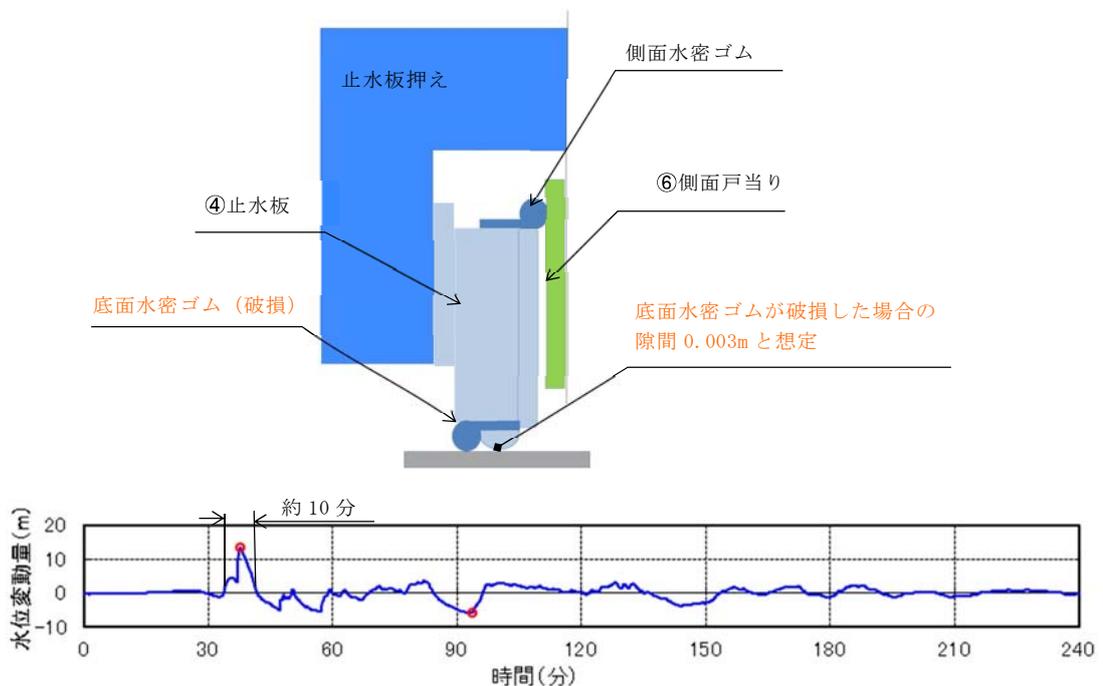
$$Q = C A \sqrt{2 g h}$$

C : 流入係数 (1.0) g : 重力加速度 (9.8m/s²)

A : 通過面積m² (0.003×2=0.006m²)

h : 水頭 m (防潮堤天端高さ20m-3m設置レベル=17m)

$$Q = 1.0 \times 0.006 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 17} = 0.11 \text{ m}^3/\text{s}$$



第1-48図 底面水密ゴムの損傷想定位置と時刻歴波形(取水口前面)

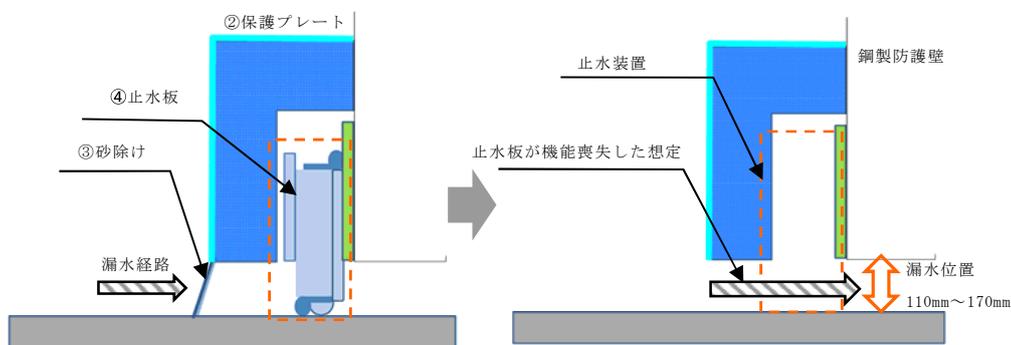
計算の結果、1秒あたり約 0.11m^3 の漏水量であった。基準津波による時刻歴波形から T.P. +3m を超える時間は約 10 分であるため、漏水量は約 66m^3 程度になり T.P. +3m 盤の敷地に浸水した場合は約 3cm の浸水深となった。また、止水板全体（100m）に換算すると漏水量は $3300\text{m}^3/10$ 分となり T.P. +3m 盤の敷地の浸水深は、約 1.2m になった。

以上より、隣接する非常用海水ポンプの安全機能影響を与える浸水量ではなかった。

◆ケース②：止水板 1 枚 (2m) の機能が喪失した場合

止水板 1 枚（2m）の機能が喪失した場合を想定し漏水量を評価した。

開口部は止水板がない場合の鋼製防護壁と底面の隙間部（最大 170mm）から想定した。第 1-49 図に止水板が機能喪失した場合の漏水位置を示す。



第 1-49 図 止水板が機能喪失した場合の漏水位置

<計算式>

$$Q = C A \sqrt{2 g h}$$

C : 流入係数 (1.0) g : 重力加速度 (9.8m/s²)

A : 通過面積m² (0.17×2=0.34m²)

h : 水頭 m (防潮堤天端高さT.P. +20m-T.P. +3m設置レベル=17m)

$$\begin{aligned} Q &= 1.0 \times 0.34 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 17} \\ &= 6.17 \text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

計算の結果、1秒あたり約6.17m³の漏水量であった。基準津波による時刻歴波形からT.P.+3mを超える時間は約10分であるため、漏水量は約3726m³程度になりT.P.+3m盤の敷地に浸水した場合は約1.6mの浸水深になった。

以上より、隣接する非常用海水ポンプの安全機能影響を与える浸水量ではなかった。

(i) 水密ゴムの維持管理について

止水機構の水密ゴムは、取替ができるよう構造設計を行う。このため、通常の維持管理として外観点検及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し、補修や取替等が必要な場合には取替等を実施する。

(j) 採用実績の例

止水機構の構造は、水門鉄管技術基準（水門鉄管協会）の角落し、ゲート構造として整理できる。

止水機構と同様に扉体同士が水密ゴムにて繋がり止水している構造としては起伏ゲートや多段式ゲート、可動防潮堤で採用されている。起伏ゲートは、全長約30mのところを2箇所継手で接続されており、継手は水密ゴムで接続されている。また、多段式ゲートの扉体の場合も長さ約10mの扉体が4ブロックに分かれ各々が水密ゴムで接続されている。扉体の規模や条件により接続部に違いはあるが、一般的に水密ゴムにて接続する構造は採用されている。

また、可動防潮堤については、継手部は水密ゴムの接続であり、更に電動駆動等の駆動源を必要としない構造である。止水板は、津波の浮力により立ち上り津波からシールする構造であることから、駆動源を持たない止水装置としての採用実績がある。

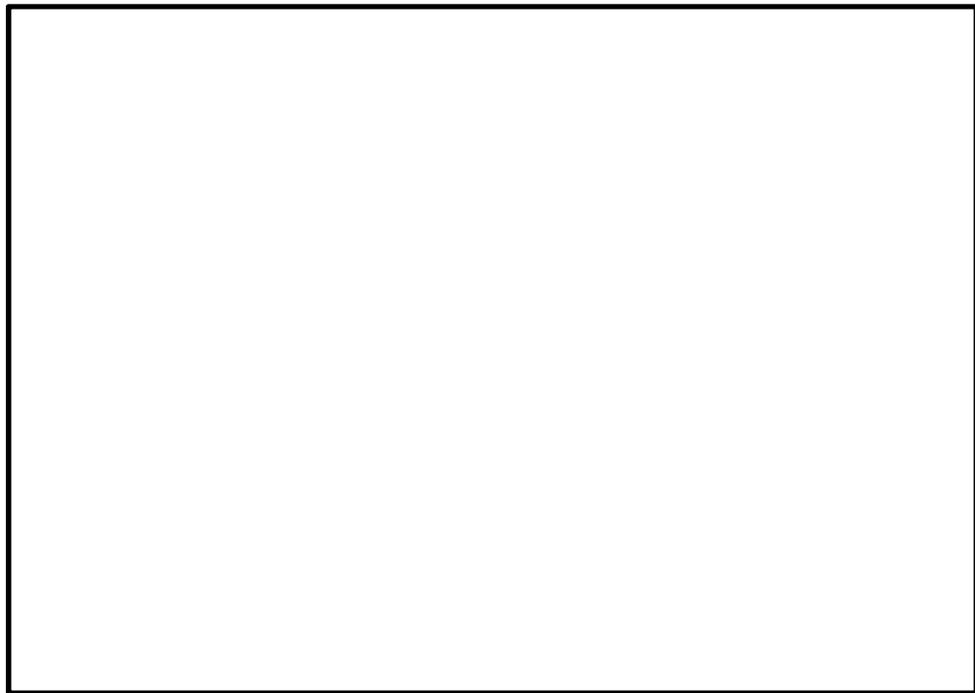
止水板の構造については、規模や設計条件により違いはあるが、多くの採用実績があり十分な実績があるといえる。第1-50図にゲート等の採用実績の例を示す。



ゲート等の採用実績
(A社製 2017年8月)



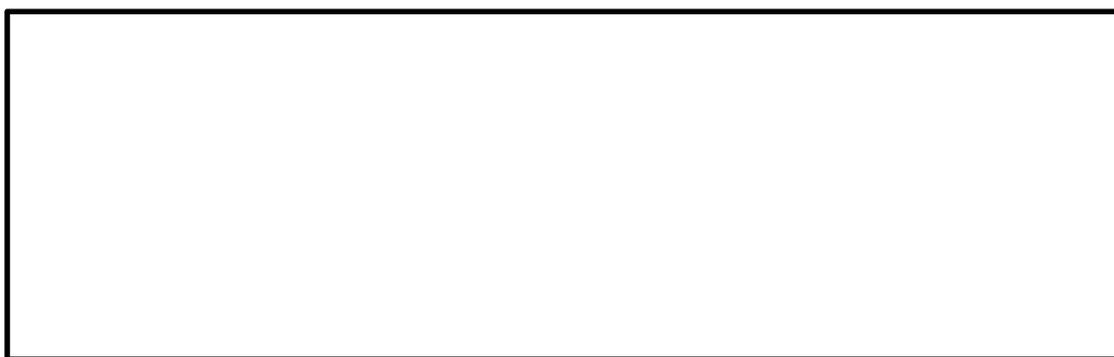
起伏ゲートの例



多段式ゲートの例

第 1-50 図 採用実績の例 (1/2)

5 条 添付 2 1-77



- 【可動防潮堤①】
- ・ 寸法：幅 4.9m×高さ 1m
 - ・ 材質：ステンレス鋼

- 【可動防潮堤②】
- ・ 寸法：幅 15.0m×高さ 3.0m
 - ・ 材質：ステンレス鋼

通常時



津波襲来時



【可動防潮堤③（陸上設置型長径間防潮堤）】

- ・ 寸法：港湾などの長い距離に対応
- ・ 材質：ステンレス鋼

可動防潮堤とは，無動力かつ人為操作なしに開口部閉塞を可能とすることが特長の津波・高潮防災設備。

第 1-50 図 採用実績の例 (2/2)

(k) 止水機構の損傷モードにおける設計方針について

鋼製防護壁の止水機構の鋼製部材における損傷モードについて整理するとともに、損傷モードに対する設計方針を整理した結果を第1-14表、鋼製防護壁の概要及び各構成部品の概要を第1-51図に示す。

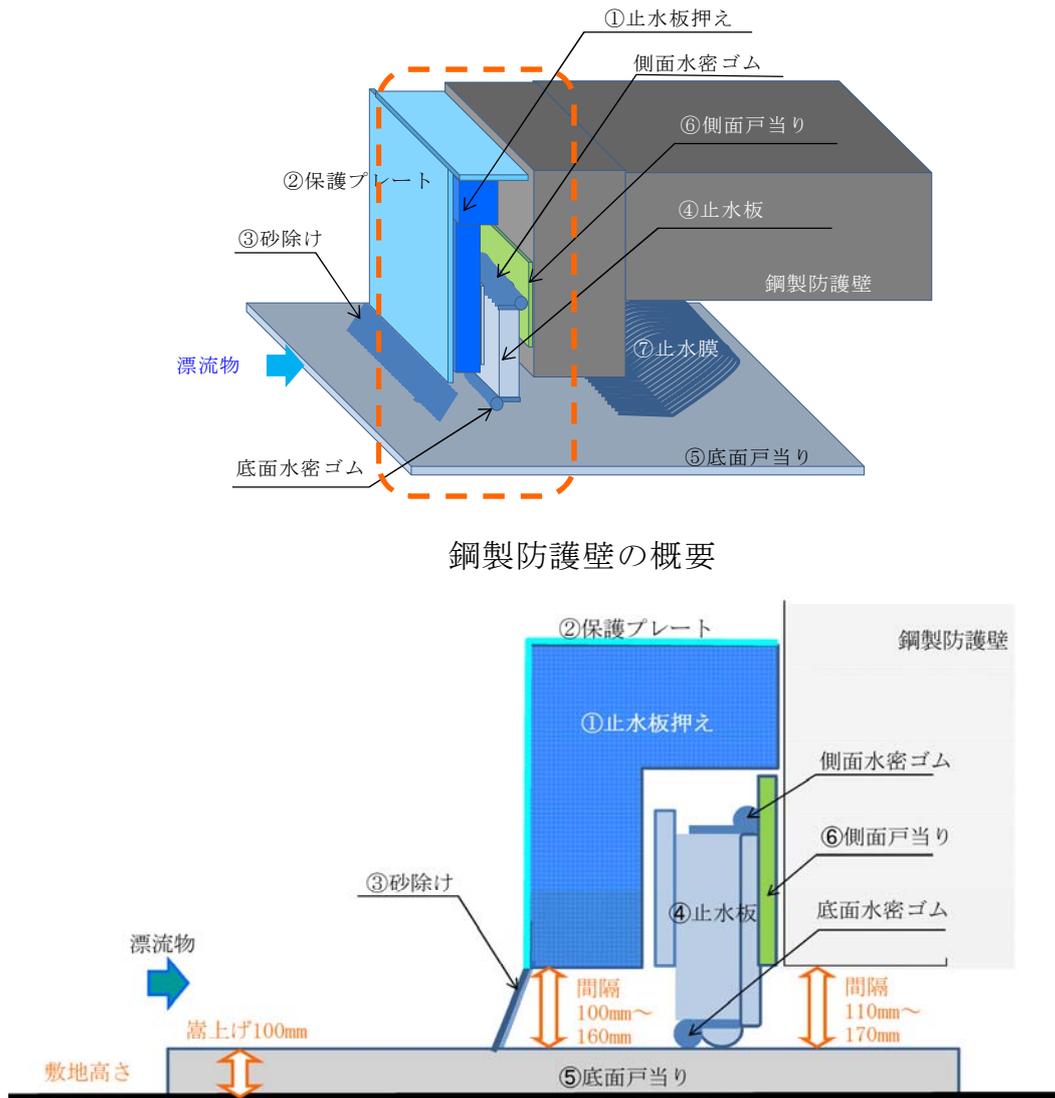


図1-51 鋼製防護壁の概要と各構成部品の概要

第 1-14 表 止水機構の鋼製部材の損傷モードに対する設計方針 (1/3)

鋼製部材の設計		損傷要因		設計方針		信頼性向上のための設計 (詳細設計)
鋼製部材	応力等の状態	損傷モード	上段 (◆印) : 地震時 下段 (●印) : 津波時	上段 (◇印) : 地震時 下段 (○印) : 津波時		
① 止水板 押え	曲げ, せん断	弾 部材が 塑性域にと まらず 塑性域に 入る状態	◆ 鋼製防護壁との取合い部に応力が発生し, 損傷する。 ◆ ④止水板との接触により損傷する。	◇ 構造部材設計 鋼製防護壁との取付ボルトについて, 短期許容応力度以下になるよう設計する。 ◇ 二次元的解析 動的解析を実施し④止水板の挙動について確認する。		三次元的解析を実施する。
			● 津波波力, 漂流物の衝突により損傷する。		○ 構造部材設計 津波荷重, 漂流物の衝突荷重を考慮し, 短期許容応力度以下になるよう設計する。	
			◆ ①止水板押えとの取合い部に応力が発生し, 損傷する。		◇ 構造部材設計 構造上1~1.5m間隔で①止水板押えにボルトにより固定している。取付ボルトについて, 短期許容応力度以下になるよう設計する。	
② 保護プレート	曲げ, せん断	弾 部材が 塑性域にと まらず 塑性域に 入る状態	● 漂流物荷重の衝突により変形する。		○ 構造部材設計 構造上1~1.5m間隔で①止水板押えにボルトにより固定している。	

第 1-14 表 止水機構の鋼製部材の損傷モードにおける設計方針 (2/3)

鋼製部材の設計		損傷要因		設計方針		信頼性向上のための設計 (詳細設計)
鋼製部材	応力等の状態	損傷モード	上段 (◆印) : 地震時 下段 (●印) : 津波時	上段 (◇印) : 地震時 下段 (○印) : 津波時	信頼性向上のための設計 (詳細設計)	
④ 止水板 ⑤ 底面戸当り ⑥ 側面戸当り	曲げ, せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	<p>◆ ① 止水板押えとの接触により, 止水板が接触し, 損傷する。</p> <p>◆ 地震時に④ 止水板が浮上り等により固着し, 水密性を損なう。</p> <p>◆ ④ 止水板の挙動により, 戸当りが損傷し, 水密性を損なう。</p>	<p>◇ 構造部材設計</p> <p>① 止水板押えから受ける荷重と⑥ 側面戸当りへの荷重について考慮し, 短期許容応力度以下になるよう設計する。</p> <p>◇ 二次元的動的解析</p> <p>動的解析を実施し④ 止水板の挙動について確認する。</p>	<p>三次元的解析を実施する。</p>	
			<p>● ① 止水板押えの間隙部 (100mm ~ 160mm) より漂流物が侵入し, ④ 止水板に衝突する。</p>	<p>○ 構造部材設計</p> <p>① 止水板押えの間隙部 (100mm ~ 160mm) からの大型の漂流物が入らないように設計している。また, ③ 砂除けを設置しており, 砂の混入も防いでいる。④ 止水板は, 構造上, 小型の漂流物にも耐えるよう設計する。</p>	<p>止水機構の多重化等を検討する。</p>	

第 1-14 表 止水機構の鋼製部材の損傷モードにおける設計方針 (3/3)

鋼製部材の設計		損傷要因		設計方針		信頼性向上のための設計 (詳細設計)
鋼製部材	応力等の状態	損傷モード	上段 (◆印) : 地震時 下段 (●印) : 津波時	上段 (◇印) : 地震時 下段 (○印) : 津波時	信頼性向上のための設計 (詳細設計)	
底面水密 ゴム 側面水密 ゴム	応力、接触面圧、変形量	有意な漏えいに至る変形、引張り	◆④止水板の挙動により水密ゴムが損傷し、水密性を喪失するおそれがある。 ◆水密ゴムの著しい摩擦	◇構造部設計 水密ゴムにライニングを施し、摩擦抵抗を低減させ、追従性を高める。 ◇摩擦試験 実機に近い環境条件にて、約20年相当の摩擦試験を実施し、ライニングの耐久性を確認する。 ◇二次元的解析 動的解析を実施し、水密ゴム (側面・底面) の挙動について確認する。	◇構造部設計 水密ゴムが想定外の事象により、損傷した場合の敷地内への漏水量評価を実施し、影響のないことを確認する。 ・維持管理として、外観点検 (摩擦の有無等) 及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し、水密ゴムの摩擦や劣化の兆候について傾向を管理する。	止水機構の多重化等を検討する。
			●①止水板押えの間隙部 (100mm～160mm) より漂流物が侵入し、水密ゴムに衝突する。 ●劣化、摩擦、損傷、異物噛み込みなどによる止水性能の喪失	○構造部設計 ・①止水板押えの間隙部 (100mm～160mm) から、大型の漂流物が入らないよう設計している。 ・漏水評価 水密ゴムが想定外の事象により、損傷した場合の敷地内への漏水量評価を実施し、影響のないことを確認する。 ・維持管理として、外観点検 (摩擦の有無等) 及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し、水密ゴムの摩擦や劣化の兆候について傾向を管理する。	止水機構の多重化等を検討する。	

(1) 止水機構に対する漂流物による影響評価について

2.5 項において抽出した取水口へ向かう可能性が高い漂流物が鋼製防護壁の止水機構へ与える影響を評価した。

止水機構には漂流物等から止水板を保護するために「①止水板押え」「②保護プレート」が設置されているため、大型の漂流物はここで除外される。なお、「①止水板押え」は 50t の漂流物を想定した衝突荷重を考慮した設計としているため、強度上の問題はない。

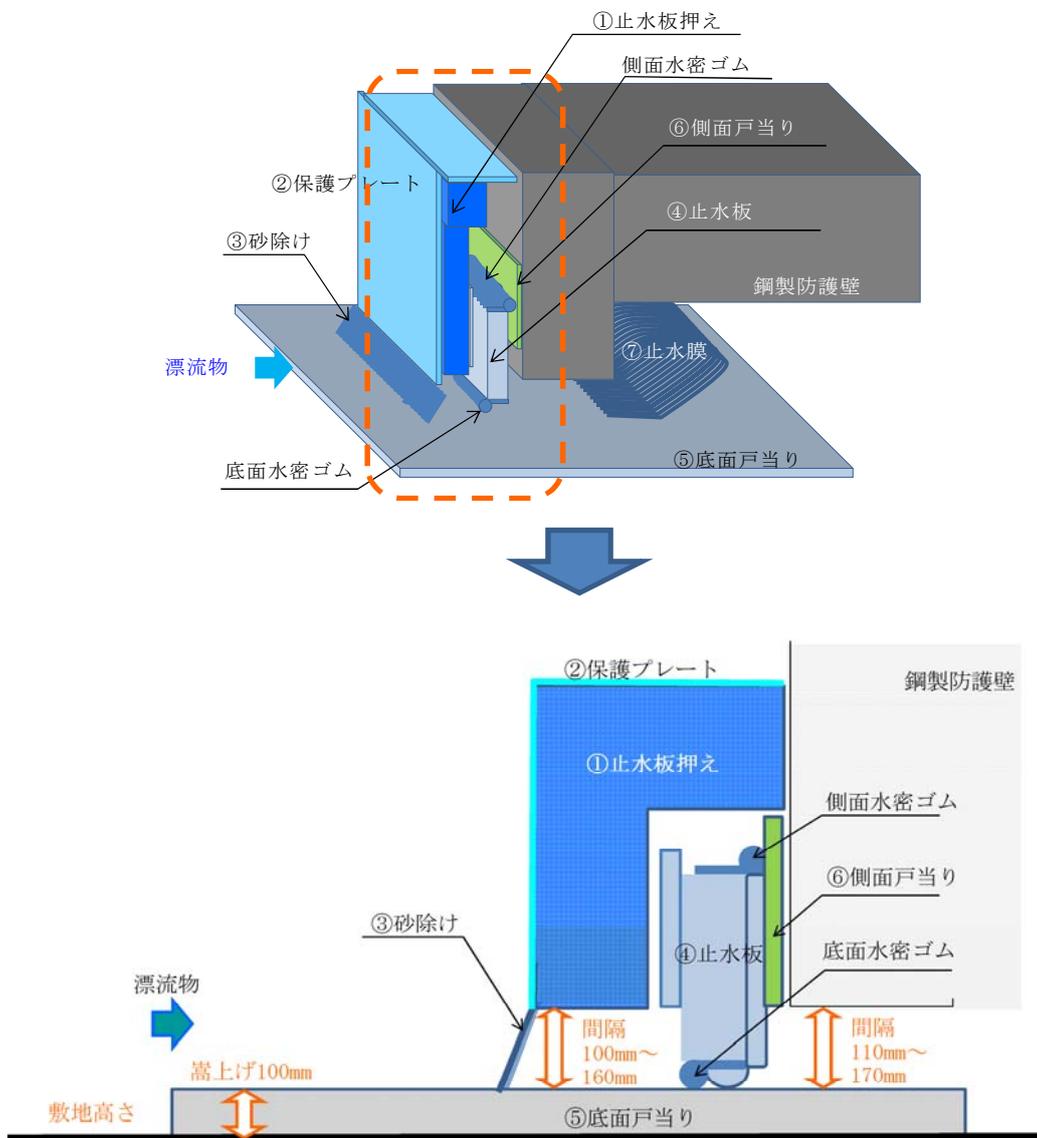
「①止水板押え」「②保護プレート」と「⑤底面戸当り」の間を通過した止水板に、到達できる漂流物の寸法は、約 100mm～160mm のもので砂、礫、小型植生（枝葉、樹皮）、その他小物の異物であるが、地盤から「⑤底部戸当り」を約 100mm 嵩上げするとともに、止水板前面に「③砂除け」を設置することにより、軽量・小型の異物混入を防止する設計であるため、基本的には通過しない構造である。第 1-15 表に止水機構の漂流物等からの防護機能の分類及び第 1-52 図に止水機構の構成部品の寸法を示す。

しかしながら、漂流物による「③砂除け」の損傷を考慮して止水板設置位置に砂、礫、小型植生等が到達し、底面水密ゴムの機能を喪失させることを想定し、(h) 項の【参考:想定外の損傷ケース】において評価する。

なお、止水機構の状況については、日常点検及び悪天候後の点検等を実施し止水機構の品質管理に努める。

第 1-15 表 止水機構の漂流物等からの防護機能の分類

構造部材	機能・用途	防護されるもの	通過の可能性が高いもの
①止水板押え及び ②保護プレート ～ ⑤底面戸当りの隙間 (100mm～160mm)	重量物・大型の漂流物からの止水板の防護及び止水板への漂流物等の到達防止	船舶, タンク, サイロ, ボンベ類, 資機材類, 建物外装板 カーテウォール, 大型植生 (幹・枝) など	砂, 礫, 小型植生 (枝葉, 樹皮), その他小物の異物
③砂除けの設置 ⑤底面戸当りの嵩上げ (100mm)	軽量・小型の漂流物及び異物の止水板への到達防止	砂, 礫, 小型植生 (枝葉, 樹皮), その他小物の異物	基本的に通過しない



第 1-52 図 止水機構の構成部材の寸法

(m) 止水板に対する小型漂流物の衝突荷重の評価

<目的>

止水機構には、鋼製防護壁の底面と既設取水路の応答変位の違いにより相対変位が生じるため、①止水板押えと⑤底部戸当りの間に100～160mmの隙間を考慮している。

小型の漂流物を想定すると上記の隙間に入り込む可能性があることから、小型の漂流物による④止水板への影響について評価する。

第1-53図に小型漂流物の流入経路を示す。

<小型漂流物の衝突荷重の評価>

a. 止水板まで通過の可能性が高いもの

砂、礫、小型植生(枝葉、樹皮)、その他小物の異物のうち、小型の植生及び石を選定した。

b. 小型植生の衝突荷重の想定

東海発電所北側の植生調査(H28年度)より地震後の漂流物を想定し間隔は100mm以下の植生とした。

- ・平均直径：0.12m ・平均樹高：12m
- ・重量の算定式(建築空間の緑化手法1988より)

$$W = k \cdot \pi \cdot (d/2)^2 \cdot H \cdot w(1+p)$$

$$= 89.5\text{kg} \div 90\text{kg}$$

d=目通直径 0.12m (平均直径)

H=樹高 12m (8m+成長分4m)

k=樹幹形状係数(概算の場合0.5)

w=樹幹の単位体積重量(1100kg/m³)

p=枝葉の多少による割合(1.2)

- ・小型植生の衝突荷重の算定（道路橋示方書）

$$P = 0.1 \cdot W \cdot V$$

$$= 0.1 \times 90 \times 9.8 \times 10 = 0.89 \text{ kN}$$

P : 衝突荷重 (kN)

W : 漂流物の重量 (kg)

V : 流速 (m/s)

- c. 石の衝突荷重の想定

①止水板押えと⑤底面戸当りの隙間が 0.16m であるため、石の大きさを 0.16m×0.16m×0.16m（仮定）とした。

- ・石の衝突荷重の算定

衝突荷重の算定に当たっては、飛来物の衝突評価の式を参考に用いた。

$$F = m v^2 / L = 7.7 \text{ kN}$$

m : 評価対象物の質量 (kg/m³)

(単位体積当たりの密度 (kg/m³) として

建築物荷重指針 花崗岩 (みかげ石) 3×10³ kg/m³ より)

v : 流速 (m/s) 10 (取水口前面)

L : 各辺の長さ (m) 0.16

(参考) 道路橋示方書の場合 : 0.12kN

d. 止水板の衝突荷重の評価

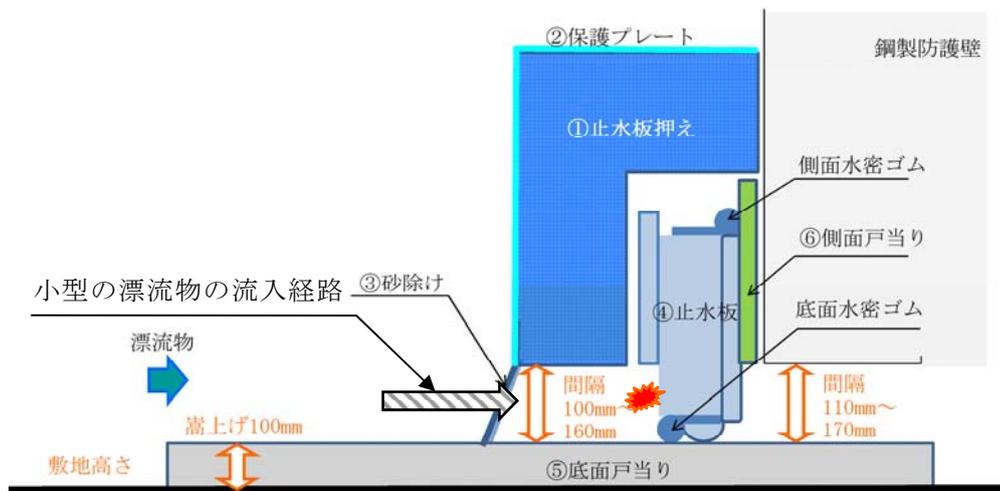
○止水板の許容限界は 240kN

・許容限界 : 短期許容応力度×1.5 倍

・許容応力 : 240kN

○植生 (0.89kN) 及び石 (7.7kN) の衝突荷重に対し、許容
応力は 240kN であり十分な裕度を確認した。

○なお、止水板は厚さ 100mm のステンレス鋼で重量が約 620kg であること
から、想定した石の寸法が増加しても、許容応力に十分な余裕がある
ため問題ない。



第 1-53 図 小型漂流物の流入経路

<参考> 石の衝突荷重に用いた飛来物の衝突評価式の妥当性について

石の衝突荷重算定に用いた $F = m v^2 / L$ の式について変換すると

$$F = m v / (L / v) \text{ になる。}$$

分母は時間の次元を有することから、衝突荷重算定における物理的な考え方としては、運動量を接触時間で割ることにより荷重を求める式になる。

そのため、評価に用いた接触時間 t_{c1} は、

$$\begin{aligned} t_{c1} &= L / v \\ &= 0.16 / 10 \\ &= 0.016 \text{ s} \end{aligned}$$

となる。

一方、止水板は鋼製防護壁及び止水板押さえのいずれにも固定されていない構造であることを考えると、その固有周期は概ね柔構造物の域にあるものと考えられる。そのため、止水板が一般に剛構造の目安として用いられる 20Hz の固有振動数 λ を有し、固有周期 T の 1/4 の間石と接触したものと仮定すると、この時の接触時間 t_{c2} は、

$$\begin{aligned} t_{c2} &= T / 4 \\ &= (1 / \lambda) / 4 \\ &= (1 / 20) / 4 \\ &= 0.0125 \text{ s} \end{aligned}$$

となり、 t_{c1} と同程度となる。

上述のとおり、止水板は柔構造域にあり石の接触時間は t_{c2} (0.0125s) より長くなると考えられることから、今回の評価式で用いた時間の推定式 (L / v) により得られた接触時間 t_{c1} (0.016s) は、健全性の評価としては十分に保守側と考えられる。

(n) 水密ゴムの摩耗試験について

<目的>

表面にライニングされた水密ゴムに対し，摩耗試験装置により供用後約20年相当の移動量を与え，ライニングの摩耗量を計測することにより，ライニング残存状況を確認し，摩擦係数が維持できるか確認する。

<試験条件>

以下の条件にて水密ゴムの摩耗試験の条件を示す。

a. 加振条件

加振試験装置により，以下に示す水密ゴムの供用後約20年相当の移動量を想定し，加振試験装置により加振する。

① 温度変化による移動（道路橋示方書に準拠）

・温度変化：1サイクル/日×365日×20年＝7300回

② 地震加振による移動

・震度3以上震度4まで：41回[※]/年×（20年/5年）

＝164回＋30（裕度）＝194回

※：気象庁HPより 東海村実績2010.1～2015/1まで41回）

・地震の継続時間 50秒 × 194回 ＝9700秒

③ 大規模地震加振による移動（S_s相当，余震＋津波荷重）

・最大加速度× 1.5倍で加振

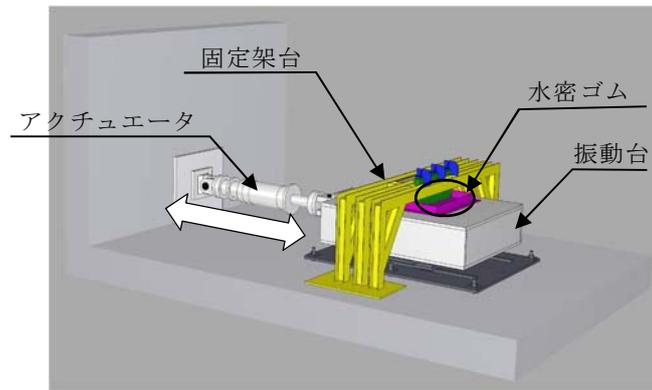
b. 環境条件

水密ゴム設置箇所環境条件を考慮して、砂をかみこませた状態で加振する。また、津波と余震の重畳を考慮して、水圧に相当する荷重を固定治具により加えた状態で加振する。第1-54図に水密ゴム摩耗試験装置の概要、第1-55図に水密ゴム摩耗試験の概要を示す

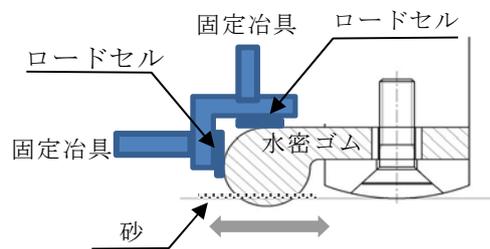
① 砂噛込み : 現地砂を使用

② 水圧を考慮 : 0.17MPa*

※ : 防潮堤天端高さ (T. P. +20m) ~ 設置地盤標高 (T. P. +3m)
を差引いた値



第 1-54 図 摩耗試験装置の概要

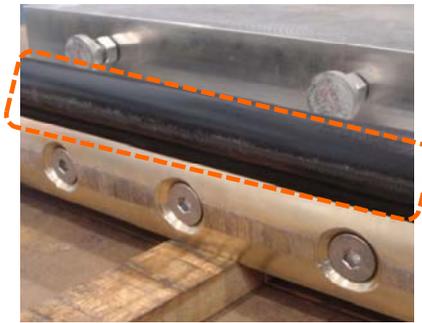


第 1-55 図 水密ゴム摩耗試験概要
(余震時+津波荷重時)

<試験結果>

2つの供試体（水密ゴム）で摩耗試験を実施し、2回の試験とも水密ゴムの摩耗量は、最大で0.36mmであった。

このため、ライニングの初期厚さ0.5mmに対して、摩耗試験後においても0.14mmライニングが残存しており、水密性の確保及び摩擦係数は維持できる結果となった。 第1-56図に摩耗試験後の水密ゴムを示す。



第 1-56 図 摩耗試験後の水密ゴム

【2次止水機構】

(a) 設計条件

設計条件は以下のとおり。

- ・津波荷重：基準津波
- ・地震荷重：基準地震動 S_s
- ・止水機構の許容可動範囲：海側700mm，陸側500mm，上下±60mm
- ・適用規格：

道路橋示方書・同解説Ⅱ鉄鋼編（日本道路協会）（平成24年）

水門鉄管技術基準（電力土木技術協会）（平成28年）

ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）（平成28年）

(b) 止水機構の設置目的

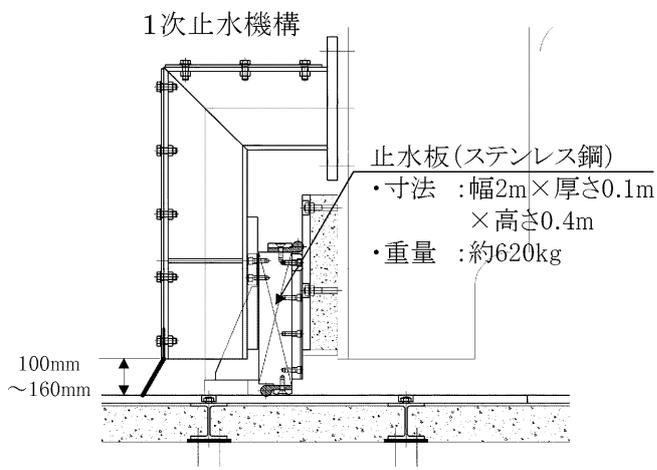
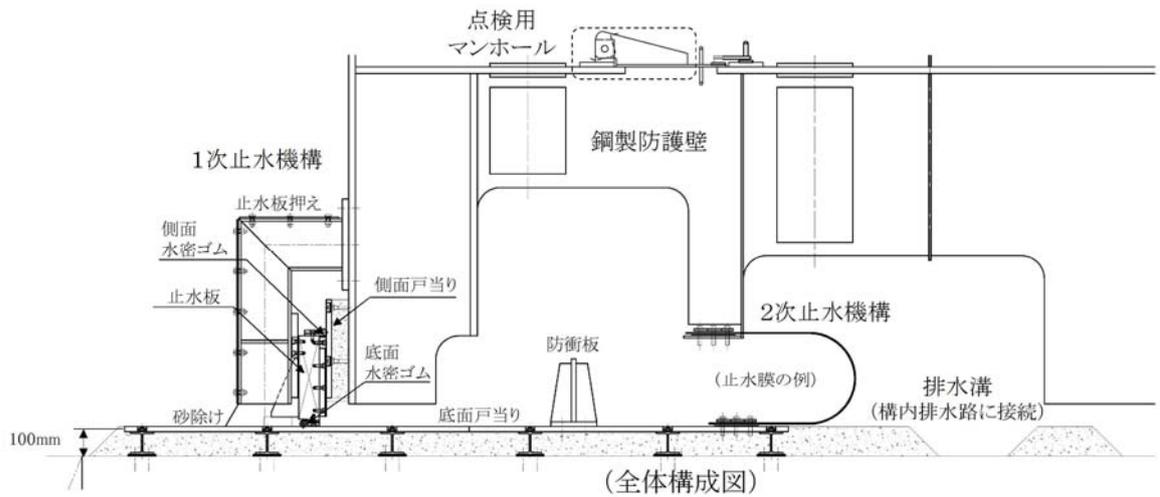
止水機構の損傷又は保守に伴う一時的な機能喪失時においても，津波に対する防護機能が維持できるよう，前述の止水機構（以下「1次止水機構」という。）に加えて，2次止水機構を設置する。

2次止水機構については，1次止水機構との共通要因故障による機能喪失を回避するため，多様化を図ることとし，止水膜又はシートジョイントによる止水構造を採用する。また，1次止水機構の保守時の取り外しに伴い，漂流物が2次止水機構まで到達する可能性を考慮し，2次止水機構の損傷を防止するために2次止水機構前面に防衝板を設置する。

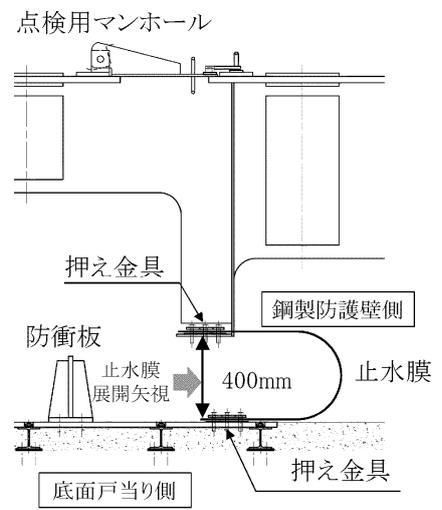
詳細設計においては，止水膜又はシートジョイントの受圧面から取付部（固定部）への荷重伝達等を考慮した構造仕様の検討，漂流物衝突を想定した影響評価，対策等について検討する。

(c) 2次止水機構の設計方針 (第1-57図参照)

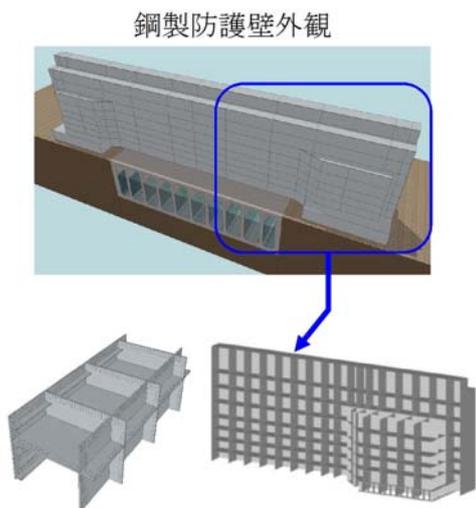
- a. 2次止水機構の追加設置に当たっては、共通要因故障（止水板の追従性不良等）による同時機能喪が生じないように多様性を図ることとし、1次止水機構の構造と異なる止水膜又はシートジョイントによる構造を採用する（第1-16表、第1-17表）。
- b. 止水膜及びシートジョイントについては、想定する津波荷重に対して十分な耐性を有するものを採用するが、1次止水機構の取り外し時に津波の襲来を想定すると、漂流物が2次止水機構に到達する可能性があることから、2次止水機構前面に防衝板を設置し、漂流物による損傷を防止する設計とする。
- c. さらに、2次止水機構の後段には、2次止水機構からの漏水の可能性を考慮し、漏水を収集・排水可能な排水溝を設置する設計とする。排水は、構内排水路の防潮堤内側の集水桁に収集し、構内排水路逆流防止設備を通して排水する。
- d. また、2次止水機構及び防衝板の点検・保守を考慮して、鋼殻内に点検用マンホールを設置し、アクセス可能な設計とする。
- f. これら対策により、基準津波の遡上波の重要な安全機能を有する海水ポンプが設置されたエリアへの到達、流入防止を確実なものとする。



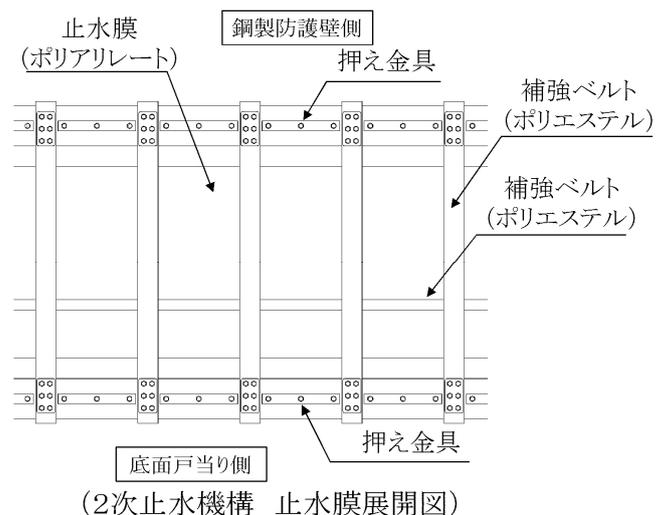
(1次止水機構拡大図)



(点検用マンホール設置図)



(内部鋼殻構造イメージ)



(2次止水機構 止水膜展開図)

第 1-57 図 止水機構の全体構造概要

(d) 止水機構の主な損傷・機能喪失モードの整理

止水板による1次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードを抽出するとともに、抽出結果に基づき、2次止水機構の構造（多重性又は多様性）について検討した。検討の結果、共通要因故障を考慮すると、2次止水機構は止水膜又はシートジョイントにより多様性を図る方が、止水機構全体としての信頼性に優れると判断した。

第1-16表に1次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードの抽出結果及び2次止水機構の構造選定検討結果を示す。

また、合せて、第1-17表に2次止水機構の多重性・多様性のメリット・デメリットについて整理した。

(e) 止水機構の防護区分の整理

1次止水機構、2次止水機構及び防衝板並びに点検用マンホールの津波に対する防護区分について、それぞれの目的、機能要求に基づきに設定した。

上記対策の津波防護区分としては、1次止水機構は基準津波の遡上波の地上部からの到達、流入防止対策として外郭防護1、2次止水機構は1次止水機構からの漏水対策として外郭防護2、防衝板は1次止水機構の機能喪失時に想定される漂流物の影響を防止するもので1次止水機構の機能を一部担うことから外郭防護1に位置付ける。

第1-18表 止水機能等の津波に対する防護区分の検討結果を示す。

(f) 2次止水機構の部材について

2次止水機構の止水部材は、止水膜とシートジョイントを使用する。以下に止水膜及びシートジョイントについての仕様を示す。

a. 止水膜について

<止水膜の物性値>

止水膜の物性値は以下の通り（第1-20表）。

○主部材：ポリアリレート繊維 [密度（本/inch）：22本]



第1-20表 止水膜の物性値

項目	物性値
引張り強さ (N/3cm)	6200
伸び (%)	8.3

<水圧試験の確認結果>

試験結果は、以下の通り。（第1-21表、第1-60図）

- ・試験規格：JIS L 1092 繊維製品の防水試験方法に基づく耐水試験
- ・使用水圧：170KPa以上（防潮堤天端高さ（T.P. +20m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引いた値）
- ・試験圧力：500KPa以上（使用圧力の約3倍の試験圧力）

第1-21表 止水膜の水圧試験

止水膜材料	使用圧力	試験圧力	判定	備考
	170KPa	500KPa以上	○	5回実施



止水膜サンプル

- ・左 :
- ・右 :



水圧試験状況

※今後、止水膜取付部（固定部）の強度についても確認する

第 1-60 図 耐圧試験にて使用する止水膜と試験装置

<使用実績>

膜材料の主部材  の採

用実績は港湾施設，空港，工場施設などに採用されている。第 1-61 図

参照



第 1-61 図 メーカー試験状況

b. シートジョイントについて

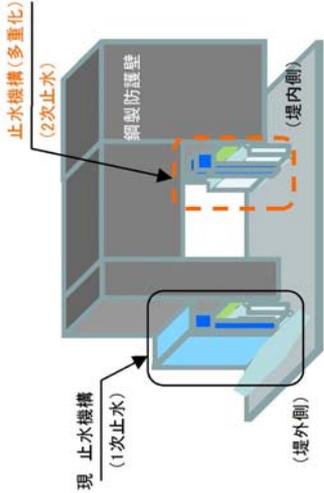
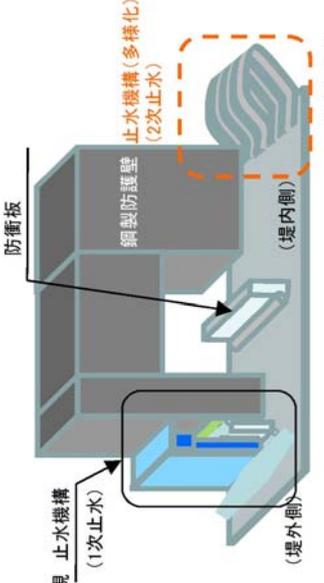
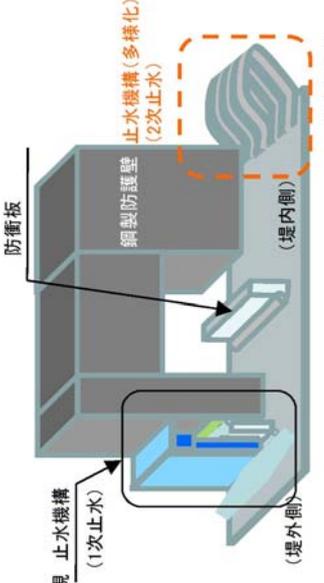
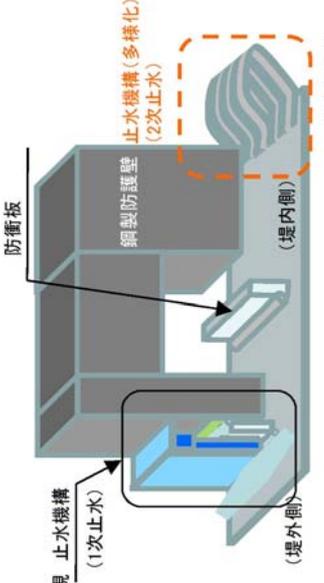
シートジョイントについては，東海第二発電所の防潮堤に設置するもの
と同等の仕様で，他プラントにおいても使用実績がある。

第 1-16 表 1 次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードの抽出結果及び 2 次止水機構の構造選定検討結果

1 次止水機構		2 次止水機構	
構造	主な損傷・機能喪失モード	止水板による止水機構 (多重性)	止水膜又はシートジョイントによる止水機構 (多様性)
	地震時の止水板の浮き上がりにより追従性が喪失する。 ※ 地震時に止水板が水密ゴムの噛み込み、止水性が喪失する。 ※ 水密ゴムの摺動により亀裂、破損、摩耗が発生し、止水性が損失する。 ※ 地震時の止水板等の変形、損傷により、止水性が喪失する。 ※	△ 現在、止水板の地震時の追従性が未確認であるため、同一構造であることを考慮すると、共通要因故障により、同時に機能喪失に至る可能性がある。	○ 構造が異なるため、同時に機能喪失しない。
止水板による止水機構	漂流物が止水板に衝突し、止水性が喪失する。	○ 1 次止水機構がある場合は、漂流物までは到達せず、2 次止水機構までは保持される。	○ 1 次止水機構の保守に伴う取り外し時においても、防衝板があるため、漂流物は 2 次止水機構まで到達せず、2 次止水機構の機能は維持される。
		× 1 次止水機構の保守に伴う取り外し時には、漂流物が 2 次止水機構まで到達するため、2 次止水機構の機能喪失に至る可能性がある。	
評価		△	○

※実証試験による確認が未完のため抽出

第 1-17 表 2 次止水機構の多重性・多様性のメリット・デメリット

区分	設計事項	設計概要	評価
多重性	<p>メリット</p> <p>止水板を二重に設置するため、1 次止水機構の機能が喪失しても 2 次止水機構で機能は維持できる。</p>	 <p>図 多重性の止水機構の例</p>	<p>△</p> <p>共通要因故障により、同時機能喪失のリスクがある</p>
	<p>デメリット</p> <p>現在、止水板の地震時の追従性が未確認につき、同一の構造の場合、共通要因故障により同時に止水機構の機能が喪失する。</p>	 <p>図 多様性の止水機構の例</p>	<p>○</p> <p>漂流物に対する防護が必要になるが、防衝板により対応可能</p>
多様性	<p>メリット</p> <p>構造が異なるため、共通要因故障による機能喪失がなく、一つの止水機構が喪失しても残りの止水機構の機能は維持できる。</p>	 <p>図 多様性の止水機構の例</p>	<p>○</p> <p>漂流物に対する防護が必要になるが、防衝板により対応可能</p>
	<p>デメリット</p> <p>構造が異なるため、それぞれの機能に差があり、同一の防護レベルにならない。</p>	 <p>図 多様性の止水機構の例</p>	<p>○</p> <p>漂流物に対する防護が必要になるが、防衝板により対応可能</p>

第 1-18 表 止水機能等の津波に対する防護区分の検討結果

対策設備	施設・設備区分	防護区分	目的／機能要求	備考
1 次止水機構	浸水防止設備	外郭 防護 1	基準津波の遡上波の鋼製防護壁下部と取水路間の隙間から重要な安全機能を有する海水ポンプの設置されたエリアへの流入，到達を防止する。	防護壁は，1 次止水機構の機能喪失時に想定される漂流物の影響を防止するもの（影響防止装置）であるが，1 次止水機構の漂流物防止機能の一部を担うことから，防護区分は外郭防護 1 として整理する（【補足】参照）。
	影響防止装置		防護壁は，1 次止水機構の損傷又は保守に伴う取り外し時に，漂流物が 2 次止水機構に到達することを防止する。	
2 次止水機構	浸水防止設備	外郭 防護 2	2 次止水機構は，1 次止水機構からの漏えいを考慮して，重要な安全機能を有する海水ポンプの設置されたエリアへの漏水を防止する。 また，安全機能への影響確認として，海水ポンプ設置エリア（防護壁外側）への浸水量評価を実施し，安全機能への影響がないことを確認する。	
点検用マンホール	浸水防止設備	外郭 防護 2	1 次止水機構からの漏えいを考慮して，鋼製防護壁鋼殻内への漏水を防止する。	

【補足】可基準規則 別記 3

- 設置 3 五 ⑥ 津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において建物・構築物及び設置物等が破損，倒壊及び漂流する可能性がある場合には，防潮堤等の津波防護施設及び浸水防止設備に係る審査ガイド II 5.4.2 漂流物による波及的影響の検討
- 基津津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド II 5.4.2 漂流物の可能性がある場合には，防潮堤等の津波防護施設，浸水防止設備に波及的影響を及ぼさないよう，漂流防止装置または津波防護施設における要求事項等【津波防護施設設置の影響防止措置を施すこと】
- 耐津波設計方針に係る工設審査ガイド【規制基準】(1) ② b) タンク，船舶等の重量物が漂流物として特定される場合，当該重量物が漂流しないよう固定する等，漂流防止装置を設置，または，津波防護施設，浸水防止設備に対して，漂流物が衝突しないよう防護柵，防護壁等の影響防止装置を設置。

(f) 2次止水機構の部材について

2次止水機構の止水部材は、止水膜とシートジョイントを使用する。以下に止水膜及びシートジョイントについての仕様を示す。

a. 止水膜について

<止水膜の物性値>

止水膜の物性値は以下の通り（第1-19表）。

○主部材：ポリアリレート繊維 [密度（本/inch）：22本]



第1-19表 止水膜の物性値

項目	物性値
引張り強さ (N/3cm)	6200
伸び (%)	8.3

<水圧試験の確認結果>

試験結果は、以下の通り。（第1-20表、第1-58図）

- ・試験規格：JIS L 1092 繊維製品の防水試験方法に基づく耐水試験
- ・使用水圧：170KPa以上（防潮堤天端高さ（T.P. +20m）から設置地盤標高（T.P. +3m）を差し引いた値）
- ・試験圧力：500KPa以上（使用圧力の約3倍の試験圧力）

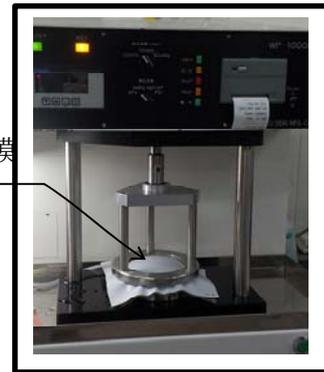
第1-20表 止水膜の水圧試験

止水膜材料	使用圧力	試験圧力	判定	備考
	170KPa	500KPa以上	○	5回実施



止水膜サンプル

- ・左 :
- ・右 :



水圧試験状況

※今後、止水膜取付部（固定部）の強度についても確認する

第 1-58 図 耐圧試験にて使用する止水膜と試験装置

<使用実績>

膜材料の主部材  の採用実績は港湾施設，空港，工場施設などに採用されている。第 1-59 図参照



第 1-59 図 メーカー試験状況

b. シートジョイントについて

シートジョイントについては，東海第二発電所の防潮堤に設置するものと同等の仕様で，他プラントにおいても使用実績がある。

【止水機構の実規模大実証試験】

a. 止水機構の実証試験の目的

止水機構が基準地震動 S_s による地震動を受けた時の止水板の挙動を確認することにより，変位追従性，水密ゴムの健全性を確認することを目的に実規模大の試験装置を用いた試験を実施する。

b. 実証試験装置の概要

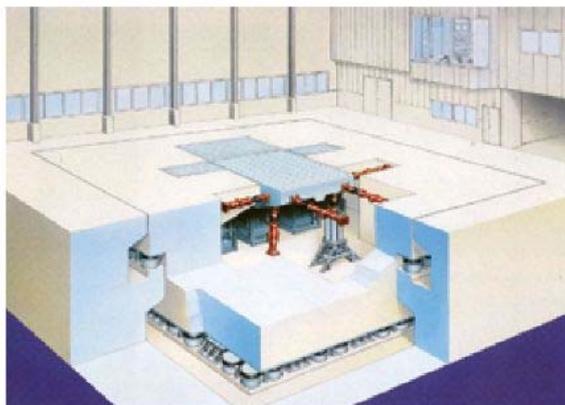
<加振装置>

大型 3 軸加振台（場所：茨城県つくば市 第 1-60 図参照）

装置仕様：第 1-21 表のとおり。

第 1-21 表 大型 3 軸加振台基本仕様

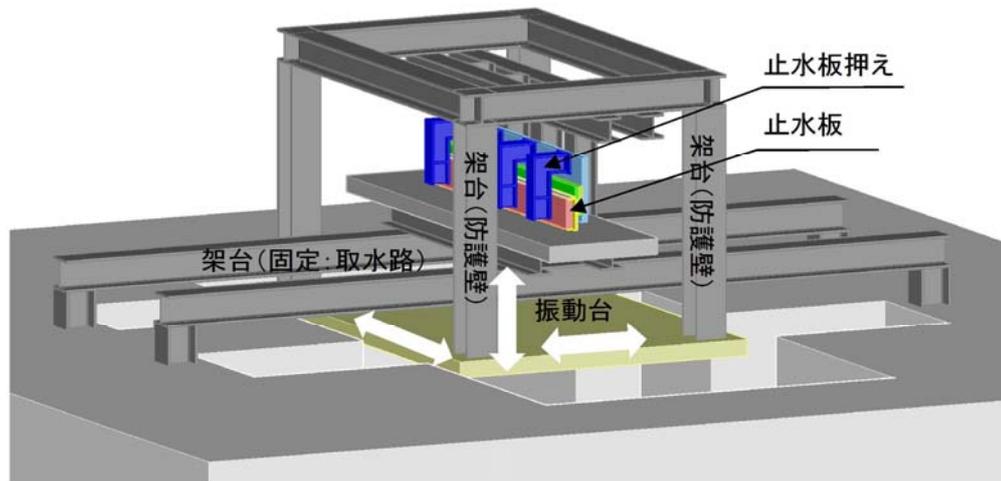
項目		基本仕様		
加速度自由度		3 軸 6 自由度		
最大積載質量		80tf		
テーブル寸法		6m×4m		
定格値	方向	X 方向	Y 方向	Z 方向
	最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
	最大加速度	1G	3G	1G



第 1-60 図 大型 3 軸加振台鳥瞰図

< 試験装置 > (第 1-61 図参照)

- ・ 供試体：実機と同仕様の実規模サイズの供試体を製作
- ・ 模擬範囲：止水体 2 枚（各 2m）を連結



第 1-61 図 試験装置 (参考)
※試験計画の検討により変更の可能性あり

< 試験条件 >

- ・ 地震動：基準地震動 S_s による鋼製防護壁の応答による加速度（水平・鉛直加速度を同時入力），相対変位を考慮。

< 実証試験項目 >

- ・ 止水板の地震時及び水圧を模擬した追従性：
止水板の動作に異常（浮上りなど）がないことを確認する。
- ・ 水密ゴムの健全性：止水板による水密ゴムの噛み込み，摺動による亀裂・破損・摩耗等がないことを確認する。また，水密ゴムのライニングがない状態についても挙動を確認する。
- ・ 止水機構構成部材の健全性：試験を通じて構成部材に異常（変形，損傷など）がないことを確認する。

<実施時期及び説明時期>

試験計画の策定，試験装置の設計・製作完了後，速やかに実施（平成30年4月頃からの開始を想定）し，試験結果については平成30年5月頃に説明する。

c. 実規模試験後の確認試験

実機模試験後の水密ゴムについて，外観点検を行い明らかな亀裂，破損，損傷等が認められない場合には，漏水試験を実施し評価を行う。

【止水機構の漏水量評価】

止水機構からの漏水量評価を以下の3ケースについて評価を実施した。
評価の結果、隣接する非常用海水ポンプの安全機能に影響を与える浸水深ではなかった。評価結果を第1-22表に示す。

<ケース1>

1次止水機構のみに期待するケース

<ケース2>

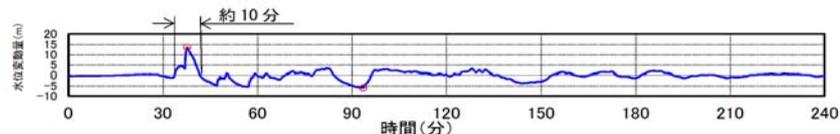
1次止水機構に加え、2次止水機構を設置した場合

<ケース3>

1次止水機構の止水板1枚の機能喪失+2次止水機構の止水膜が喪失した場合（想定を超えた損傷ケースによる評価）

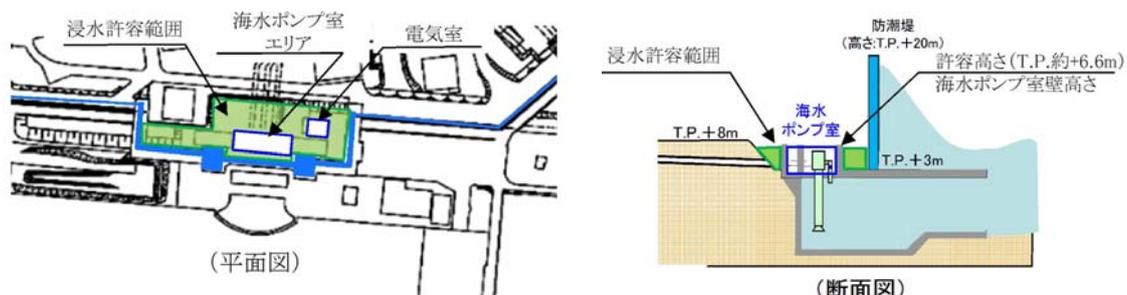
<評価条件>

○継続時間：約10分（取水口前面）



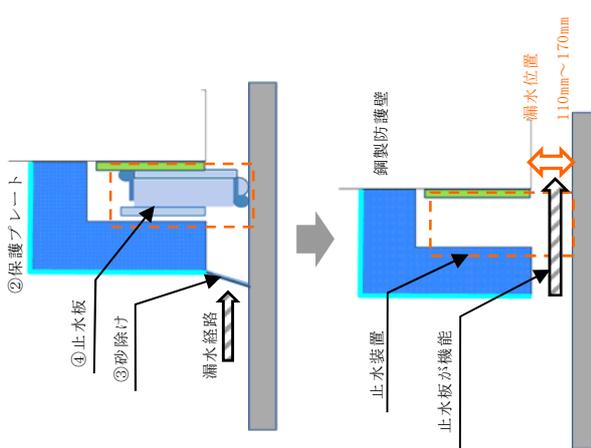
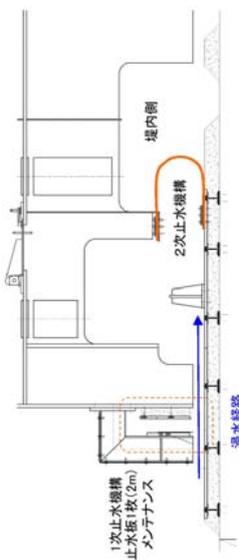
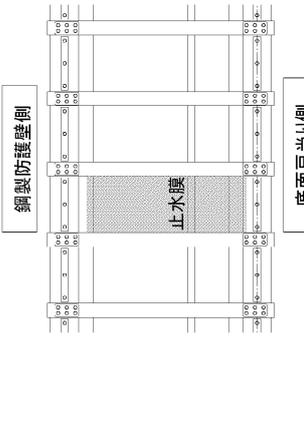
○許容高さ：T.P. 約+6.6m（海水ポンプ室壁高さ）

○浸水エリア：海水ポンプ室浸水エリアを第1-62図に示す。



第1-62図 海水ポンプ室浸水深エリア

第 1-22 表 1 次止水機構及び 2 次止水機構の漏水量評価結果

概要	【ケース 1】 1 次止水機構のみに期待するケース (第 520 回審査会合時の説明内容)	【ケース 2】 1 次止水機構に加え、2 次止水機構を設置し た場合	【ケース 3】 1 次止水機構の止水板 1 枚の機能喪失 + 2 次止水機構の止水膜が喪失した場合
<p>1 次止水機構の止水板 1 枚 (2m) の機能が喪失した場合の浸水深を評価する。(開口部は止水板の隙間部(最大 170mm)から評価した。)</p>	<p>1 次止水機構の止水板 1 枚 (2m) の機能が喪失した場合の浸水深を評価する。(開口部は止水板の隙間部(最大 170mm)から評価した。)</p>	<p>ケース 1 にて止水板から漏水した水が 2 次止水機構で確保可能か評価する。</p>	<p>1 次止水機構の止水板 1 枚 (2m) の機能喪失 + 2 次止水機構の止水膜の喪失を想定した場合の敷地の浸水深を評価する。(開口部は止水板の隙間部(最大 170mm)から評価した。)</p>
<p>説明図</p>			
<p>漏水量 / 浸水深</p>	<p>止水板 1 枚喪失時の漏水量 3726m³/10 分、 浸水深 約 1.6m (T.P.+3m 盤より)</p>	<p>止水膜の水圧試験の結果、防潮堤天端高さ (T.P.+20m) から設置地盤標高 (T.P.+3m) を差し引いた値の静水圧 (170kPa) に対して、試験圧力 500 kPa 以上で確認しているため、止水膜からの漏水を保持できる。止水機構からの漏水を保持できる。なお、止水膜に対する漂流物衝突影響、対策等は詳細設計段階で検討するが、【ケース 3】に示したとおり、止水膜の機能が喪失しても非常用海水ポンプの安全機能に影響ないことを確認している。</p>	<p>2 次止水機構の止水膜が喪失した場合、1 次止水機構からの漏水が、そのまま敷地内に浸水するため、漏水量及び浸水深はケース 1 と同じとなる。</p>

2. 施工実績

2.1 鋼製門型ラーメン構造

(1) 施工事例1：鋼殻ブロックの施工事例（橋梁箱桁）

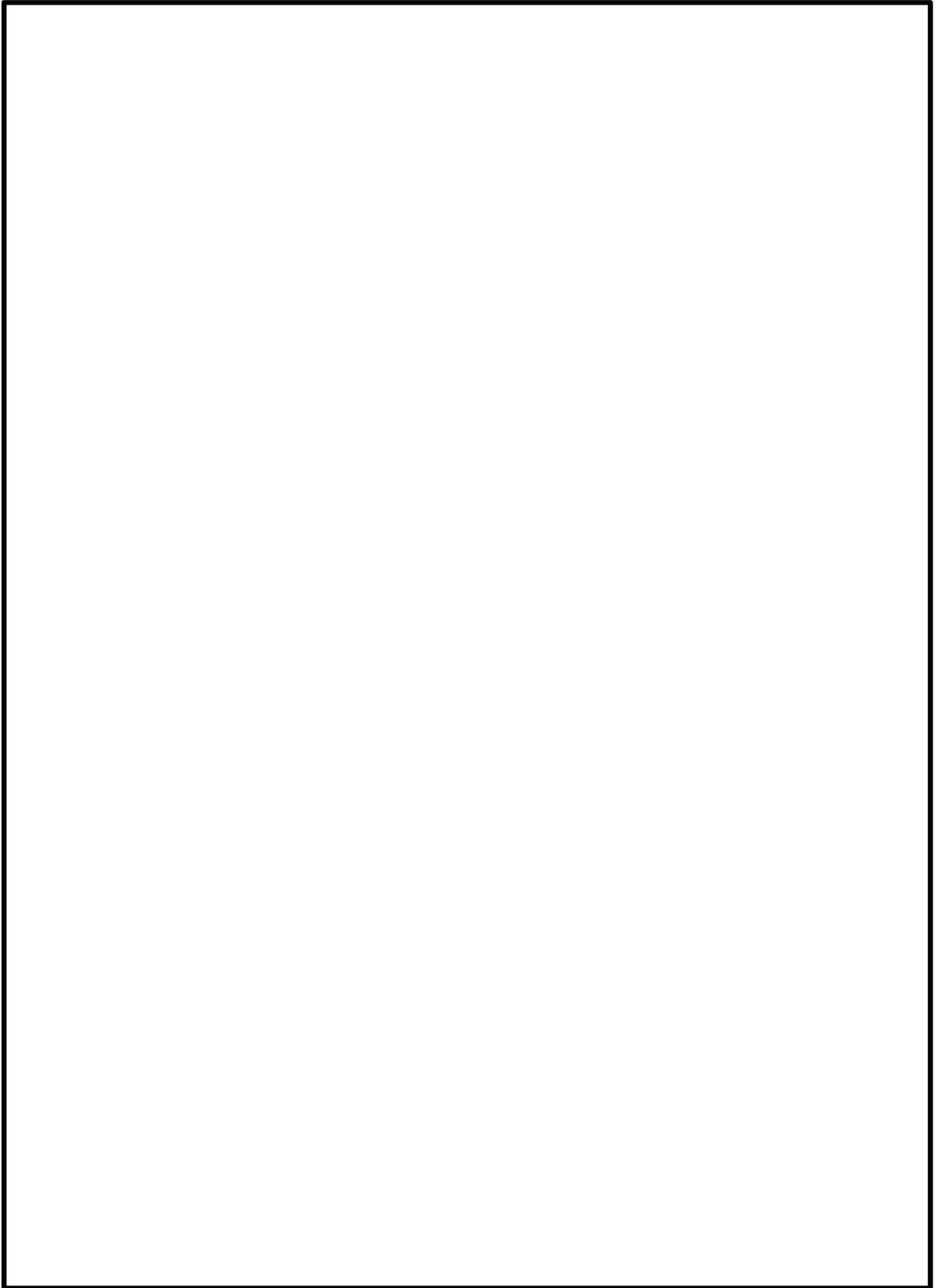


橋梁上部工の上下2段の鋼殻ブロックの施工事例

(2) 施工事例 2 : 国道工事 (国土交通省)



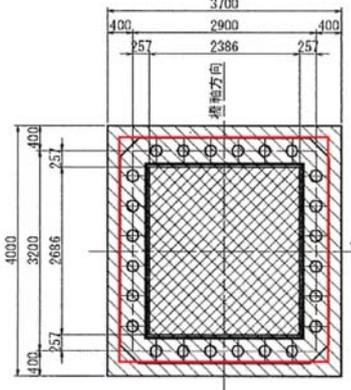
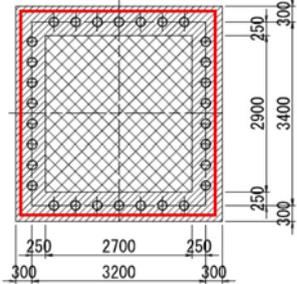
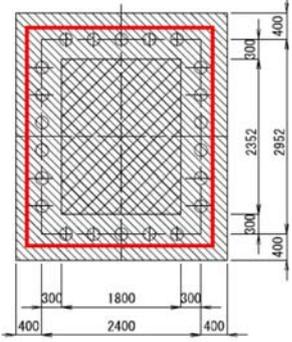
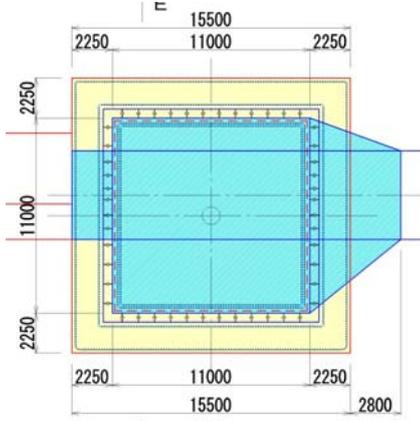
(3) 施工事例 3 : 高速道路工事 (高速道路株式会社)



2.2 直接定着式アンカーボルトの実績

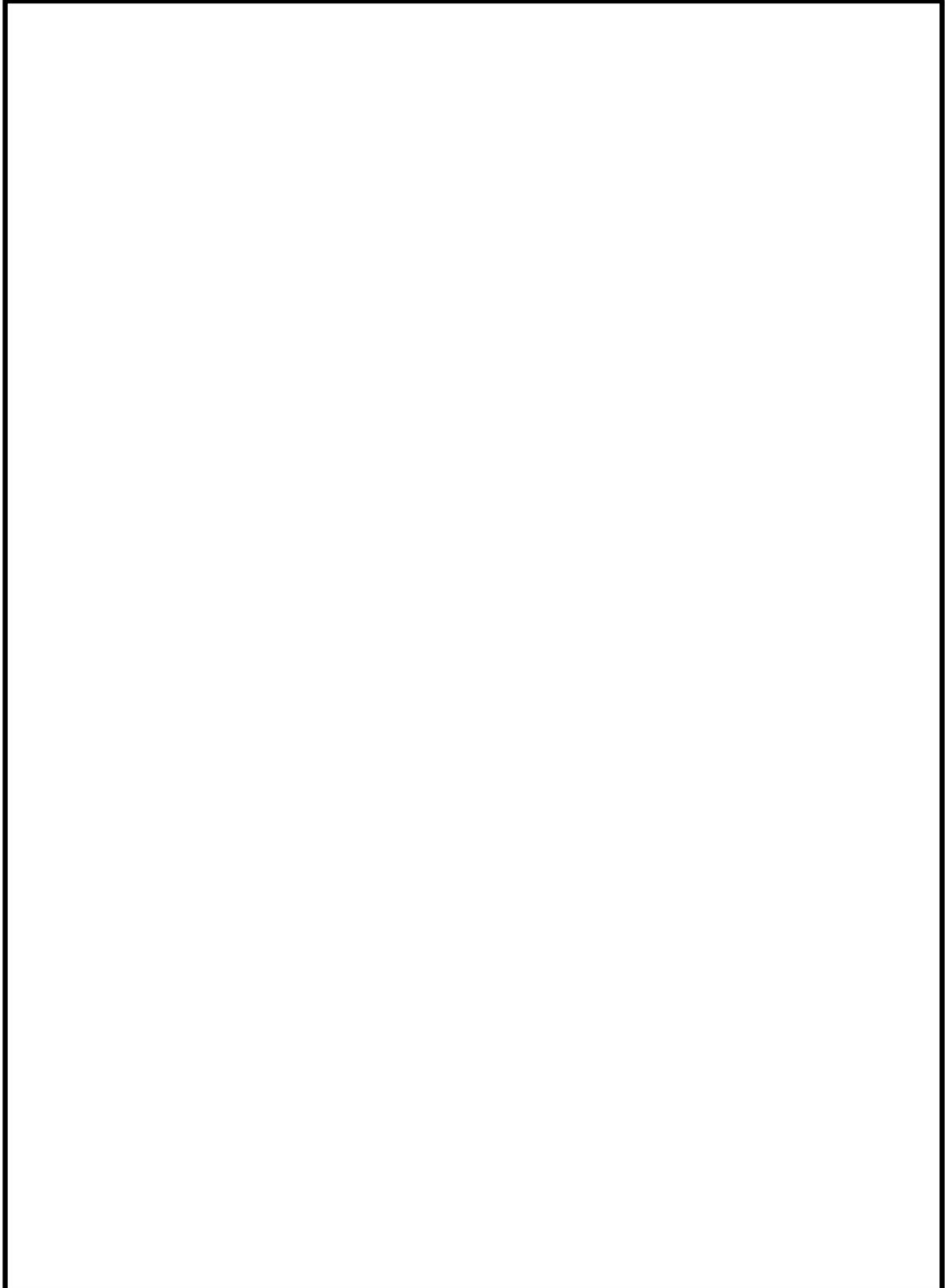
発注者	基数	ボルト本数
国土交通省	193	4,824
NEXCO／首都高速	18	430
地方自治体	41	1,074
名古屋高速道路公社	244	6,891
福岡北九州道路公社	45	1,190
広島高速道路公社	37	856
総計	578	15,265

基礎の規模に対するアンカーボルト本数の比較

種別	アンカーボルト本数/ 基礎寸法	平面図
実績 A	24 本/ 3600×3300 (1.85 本/m ²)	
実績 B	30 本/ 3800×3600 (2.19 本/m ²)	
実績 C	22 本/ 3352×2800 (2.34 本/m ²)	
今回設計	48 本/ 12000×12000 (0.33 本/m ²)	

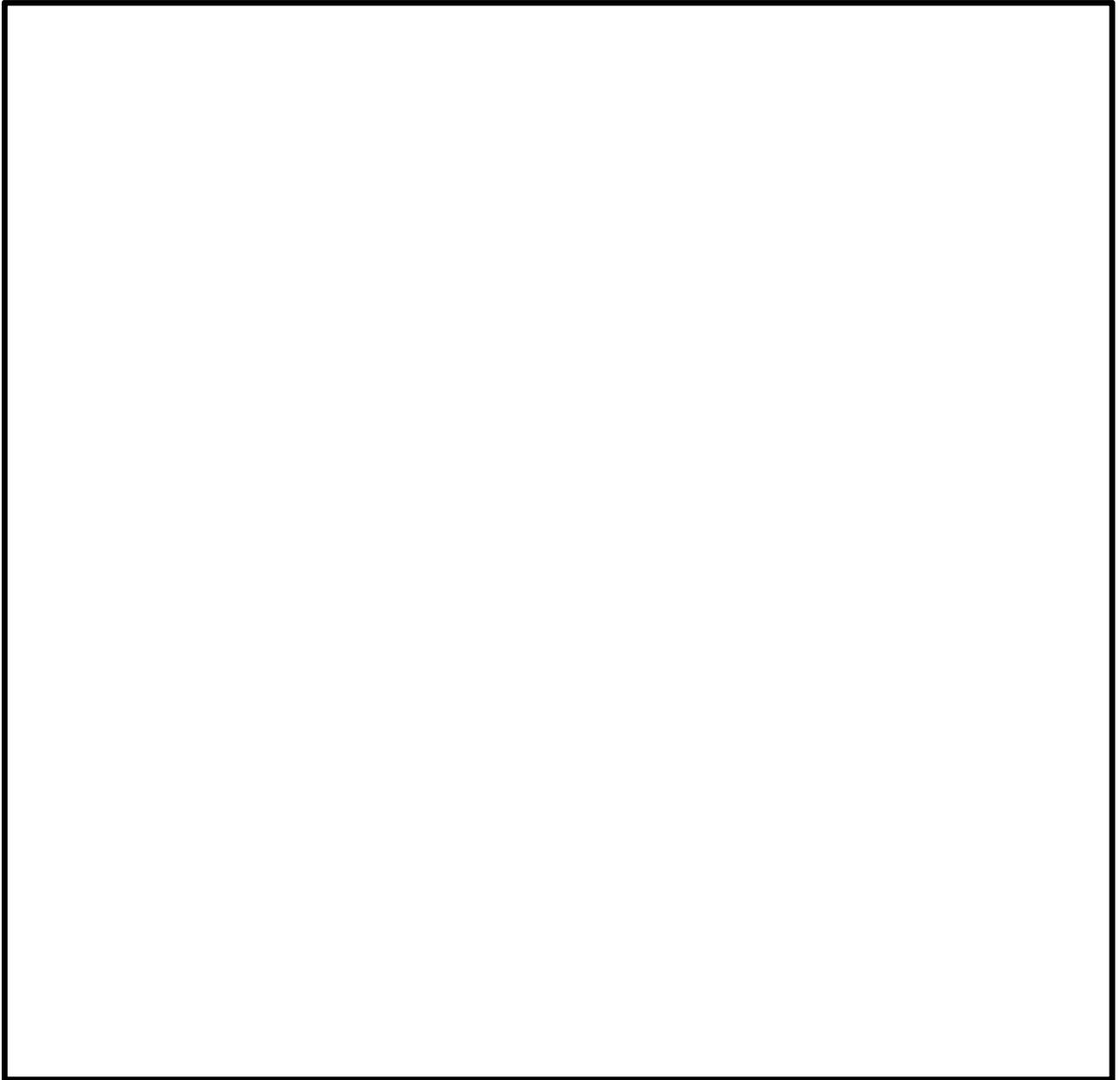
(1) 施工事例 1 : 国道工事 (国土交通省)

アンカーボルトの仕様 D170×L3, 960mm-56 本, D150×L3, 620mm-22 本, D130
×3, 310mm-22 本



(2) 施工事例 2 : 臨港道工事 (国土交通省)

アンカーボルトの仕様 D150×4, 300mm-40 本



3. 地中連続壁基礎に関する設計基準類

地中連続壁基礎に係る設計基準としては、道路橋示方書・同解説（公益社団法人 日本道路協会）、また施工の観点からの基準として地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会）に代表される。

(1) 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（公社法人日本道路協会：平成 24 年 3 月）

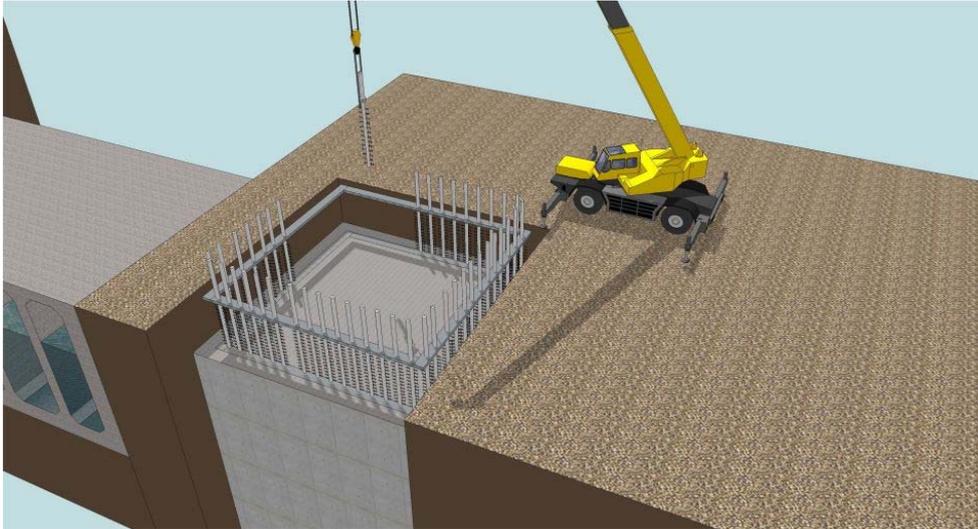
道路橋下部構造の技術基準として、各種基礎の設計手法等がとりまとめられており、橋梁下部構造以外の土木構造物の基礎においても、同基準を参考として計画・設計している。

(2) 地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会：平成 14 年 7 月）

道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編に基づいて設計された地中連続壁基礎の施工に適用される指針。地中連続壁基礎の品質を確保するための施工方法等が記載されており、これらを踏まえた設計とする必要がある。

4. 参考資料

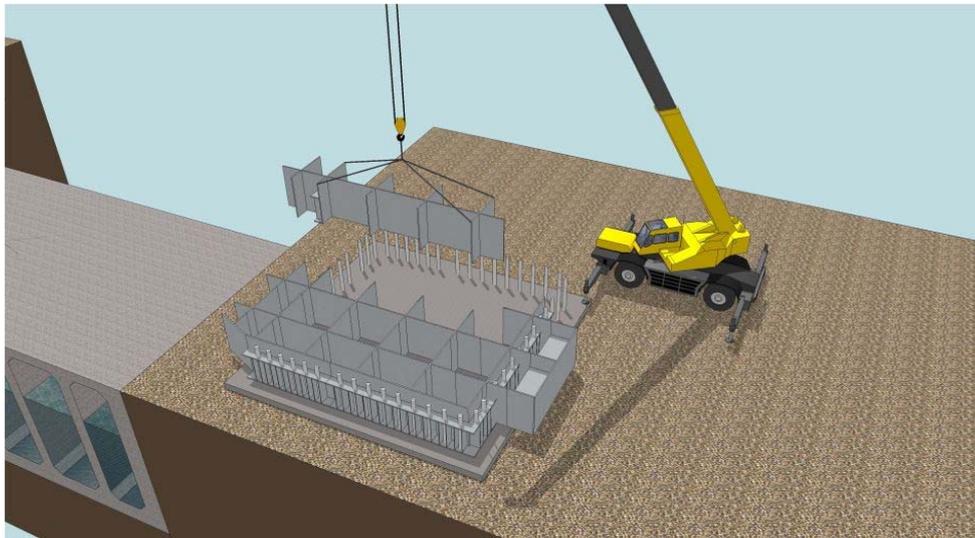
鋼製防護壁ブロック架設方法のステップ図を第 4-1 図～第 4-4 図に示す。



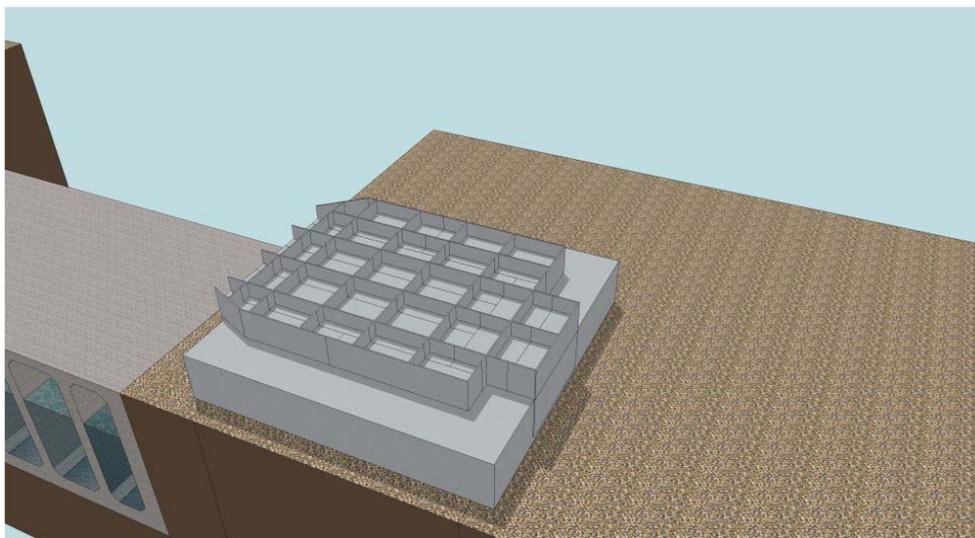
- 地中壁連続壁基礎上部にアンカーボルトを設置する。
- 所定位置に設置する必要があるため、基礎上部にはフレーム架台を設置し、据付精度を確保する。



第 4-1 図 Step.1 アンカーボルトの設置

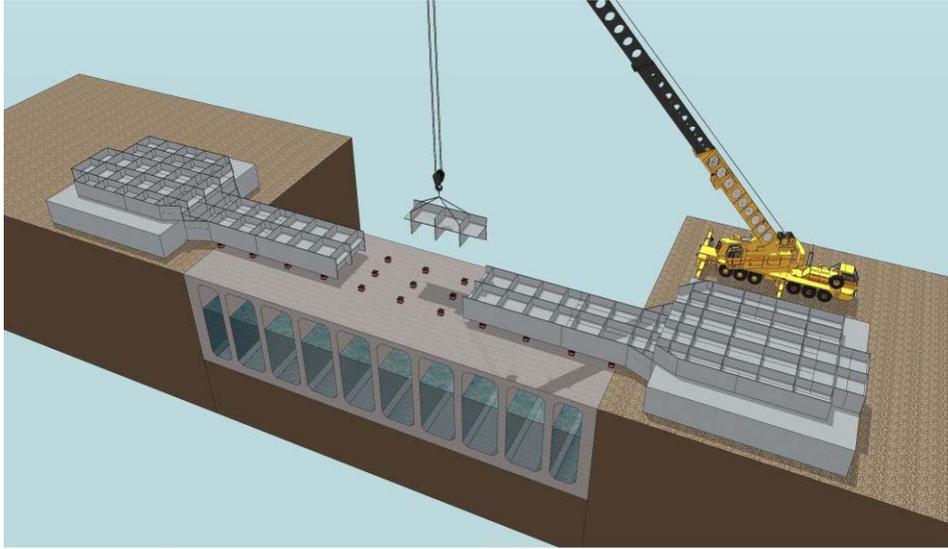


- 頂版部配筋及びコンクリート施工後に，1段目及び2段目の支柱部ブロックを架設する。

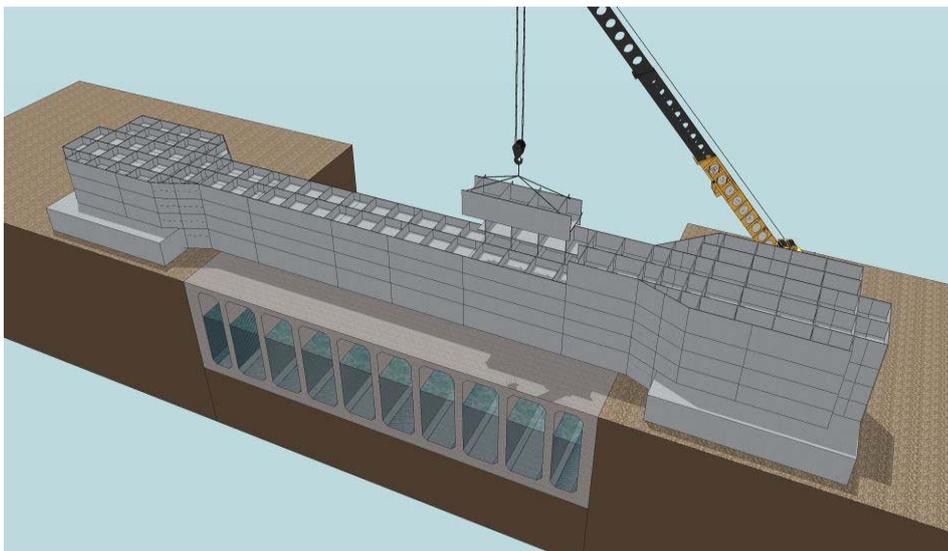


- 支柱部中詰鉄筋めコンクリートを施工する。

第 4-2 図 Step.2 支柱部ブロック設置・中詰鉄筋めコンクリート工

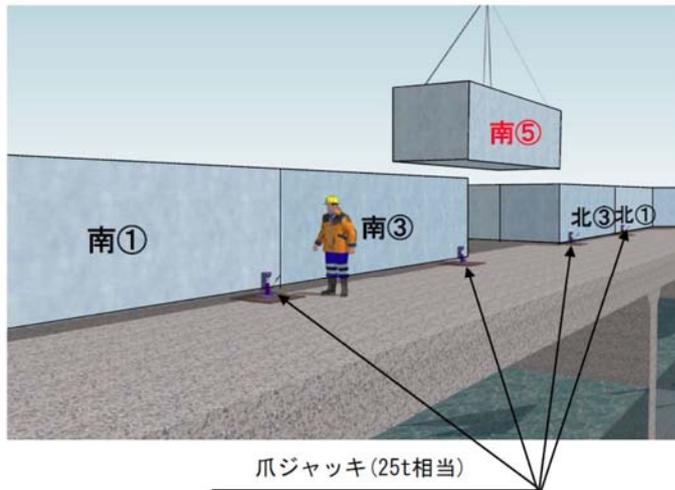


- 取水口隔壁上など上載荷重による影響を最小限にできる箇所にジャッキを配置し1段目の支間部ブロックを架設する。
- 架設時には、1段目死荷重によるたわみ量及び2段目以降の構造系の変化を考慮した逐次剛性と死荷重によるたわみ量をあらかじめ上げ越しする。
- 各段の架設完了後に全体の出来形・反りが所定の寸法内に収まるよう、事前に綿密な架設計画を立案しておく。

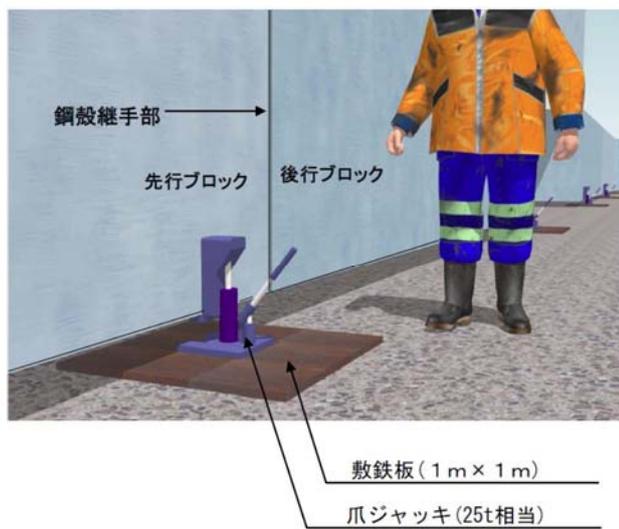


- 各層の架設完了後、支柱部・支間部に予め設けたポイントの座標を計測する。
- 管理値から逸脱した場合は、取水口隔壁上や連壁基礎上端など、必要な地耐力が確保できる箇所に反力受け構を設置し、ジャッキを用いて調整し管理値以内に納める。

第 4-3 図 Step. 3 ブロック架設工



※ 取水口頂版スラブの耐荷重は、別途、鋼殻の仮受けが可能であることを確認済みである。

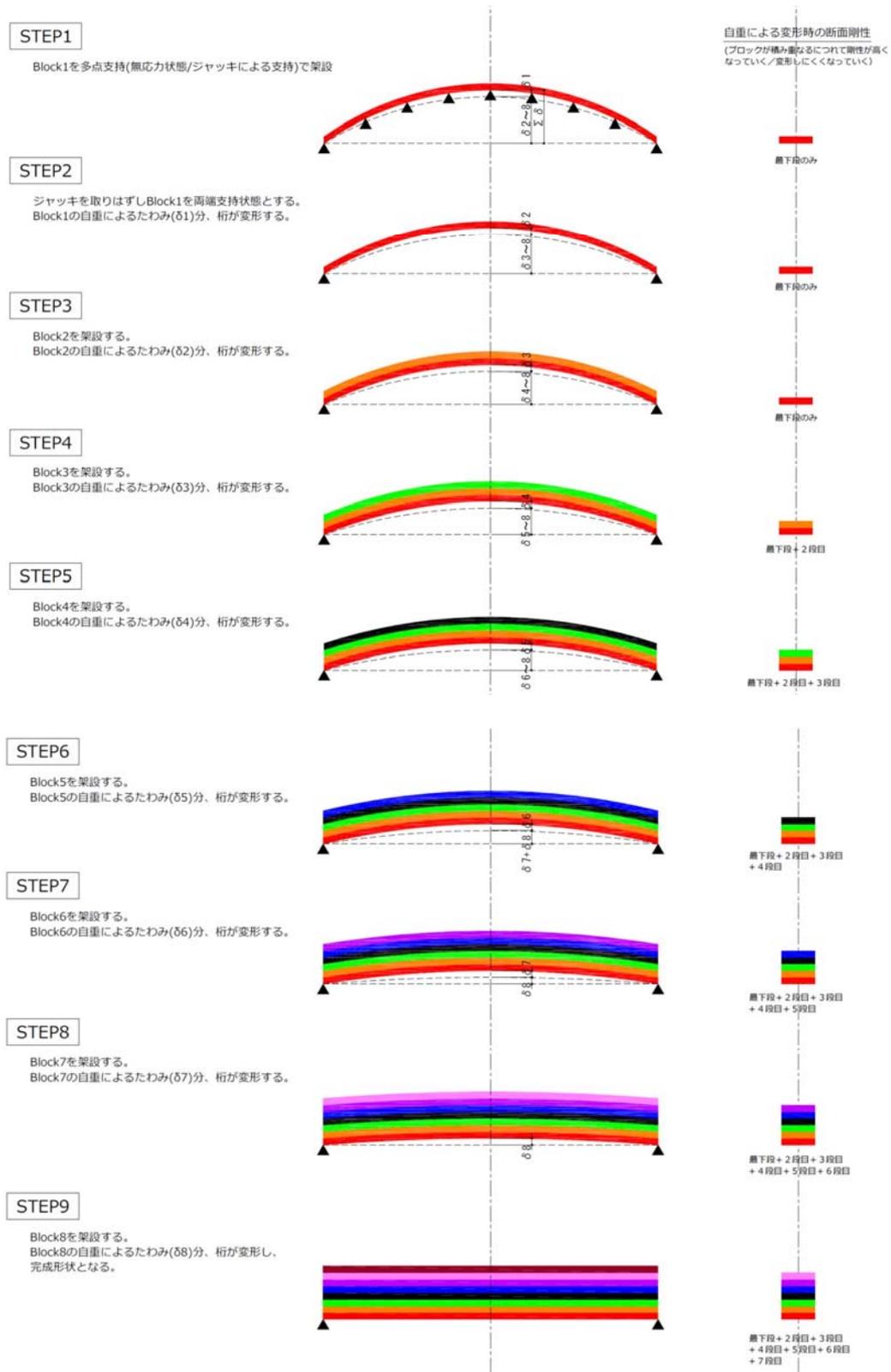


【油圧式爪ジャッキ】
株式会社タイキ



DH-25S-150
運搬キャリア付 25 ton

第 4-4 図 ジャッキによる仮受け状況 (イメージ)



- 各層の架設完了後、支柱部・支間部に予め設けたポイントの座標を計測する。
- 管理値から逸脱した場合は、取水口隔壁上や連壁基礎上端など、必要な地耐力が確保できる箇所に反力受け構を設置し、ジャッキを用いて調整し管理値以内に納める。

第 4-5 図 上げ越し管理 (イメージ)



- 完成後は全体の出来形測定を実施し，所定の精度内に収まっていることを確認する。

第 4-6 図 Step. 4 完成